

SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG  
PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT  
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG



*Disusun Oleh :*

ARBI ARIF

NIM : 13.21.005

JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2017

# **SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**



**Disusun Oleh:**

**ARBI ARIF  
13.21.005**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**



# **LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

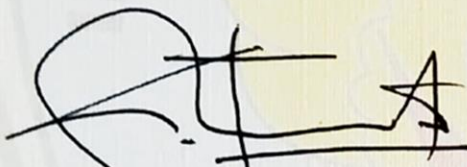
*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil (S-1) Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**  
**NIM : 13.21.005**

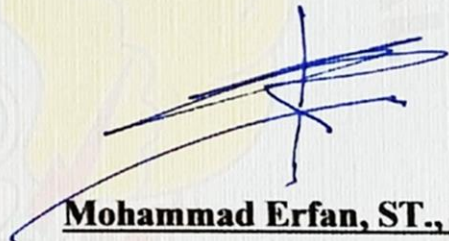
**Menyetujui:**

**Dosen Pembimbing I**



**Ir. Eding Iskak Imananto, MT**

**Dosen Pembimbing II**



**Mohammad Erfan, ST., MT**

**Mengetahui,**

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**



**Ir. A. Agus Santosa, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



**LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG  
PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT  
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi*

*Jenjang Strata satu (S-1)*

*Pada hari : Selasa*

*Tanggal : 08 Agustus 2017*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan*

*Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**

**NIM : 13.21.005**

Disahkan Oleh :

**Ketua**

  
**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Sekretaris**

  
**( Ir. Munasih, MT )**

**Anggota Penguji:**

**Dosen Penguji I**

  
**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Dosen Penguji II**

  
**( Ir. Sudirman Indra, MSc )**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**



## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Arbi Arif

NIM : 1321005

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG”**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya dari karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Agustus 2017

Yang Membuat Pernyataan



( Arbi Arif )

## ABSTRAKSI

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD KANJURUHAN MALANG”**, Arbi Arif, (NIM : 13.21.005), Dosen Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT, Dosen Pembimbing II : Moh. Erfan, ST, MT, Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

---

Pondasi merupakan bagian dari struktur bawah bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Dalam penyusunan skripsi ini yang akan direncanakan adalah pondasi tiang pancang yang meliputi daya dukung, jumlah tiang dan jumlah tulangan *pilecap*.

Pengambilan judul ini bertujuan untuk dapat merencanakan ulang struktur bawah bangunan Instalasi Gawat Darurat 4 lantai (3 lantai, 1 lantai atap) dengan luas total 300 m<sup>2</sup> menggunakan pondasi tiang pancang yang direncanakan pada kedalaman 7,4 m. Data yang digunakan adalah data *CPT (Cone Penetration Test)*. Lapisan tanah keras dengan perlawanan konus ( $q_c$ ) = 150 kg/cm<sup>2</sup> dan ratio gesekan ( $Fr$ ) = 6,67 % didapat tanah jenis lempung.

Dimensi balok, kolom dan plat begitu juga dengan nilai mutu beton dan tulangan didapat dari proyek bangunan IGD RSUD Kanjuruhan Malang. Peraturan yang dipakai adalah SNI 1726 : 2012, SNI 2847 : 2013 dan SNI 1727 : 2013. Sedangkan untuk mencari beban vertikal dipergunakan program bantu ETABS yang kemudian dipakai untuk menghitung daya dukung dan penulangan *pilecap* pondasi tiang pancang.

Dari hasil perhitungan direncanakan dimensi pondasi untuk semua tipe beban adalah Ø 50 cm kedalaman 7,4 m. Untuk jumlah tiang tipe beban 1, 2 dan 3 masing-masing adalah 4 tiang, 2 tiang dan 2 tiang. Untuk daya dukung pondasi tipe 1 = 214,860 ton, tipe 2 dan 3 = 119,745 ton. Sementara untuk penulangan *pilecap* pondasi arah X dan Y tekan tipe 1 = D19 – 240, tulangan tarik = D19 – 120, tulangan tekan tipe 2 = D19 – 260, dan tulangan tarik = D19 – 120, tulangan tekan tipe 3 = D19 – 260, dan tulangan tarik = D19 – 120.

**Kata kunci : Pondasi Tiang Pancang, Daya Dukung, Penulangan**



## KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, yang telah memberikan anugerah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Laporan Skripsi ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun tujuan dari Laporan Skripsi ini adalah untuk digunakan sebagai persyaratan dalam menempuh Gelar Sarjana Teknik di Program Studi Teknik Sipil.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan dan kesulitan yang muncul, penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu, tak lupa juga saya ucapkan terima kasih kepada:

1. Dekan FTSP bapak **Ir. Nusa Sebayang, MT**
2. Ketua Program Studi Teknik Sipil bapak **Ir. A. Agus Santosa, MT**
3. Sekretaris Program Studi Teknik Sipil ibu **Ir. Munasih, MT**
4. Dosen pembimbing Skripsi bapak **Ir. Eding Iskak Imananto, MT** dan **M. Erfan, ST, MT**
5. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan baik moril maupun materil.
6. Teman – teman angkatan 2013 dan kakak tingkat yang telah membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Dengan segala kerendahan hati penyusun menyadari bahwa dalam Laporan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca sangat penyusun harapkan, akhir kata semoga Laporan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca.

Malang, Agustus 2017

Penyusun

## **DAFTAR ISI**

<b>LEMBAR PERSETUJUAN .....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>ii</b>
<b>PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRAKSI.....</b>	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>vi</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xvi</b>
<b>DAFTAR NOTASI.....</b>	<b>xix</b>

## **BAB I PENDAHULUAN**

1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Identifikasi Permasalahan .....	2
1.3. Rumusan Masalah.....	3
1.4. Maksud dan Tujuan .....	3
1.5. Batasan Masalah.....	4



## **BAB II DASAR TEORI**

2.1. Pondasi.....	5
2.2. Klasifikasi Pondasi .....	5
2.3. Dasar-dasar Pemilihan Tipe Pondasi .....	8
2.4. Pondasi Tiang .....	9
2.4.1. Pondasi Tiang Pancang.....	9
2.4.1.1. Teori Pondasi Tiang Pancang .....	9
2.4.1.2. Jenis-jenis Pondasi Tiang Pancang .....	9
2.4.1.3. Penggunaan Pondasi Tiang Pancang .....	11
2.5. CPT (Cone Penetration Test) .....	12
2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Hasil CPT ....	13
2.6.1. Daya Dukung Ultimit Ujung Tiang ( $Q_p$ ) .....	13
2.6.2. Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) .....	13
2.6.3. Daya Dukung Total ( $Q_u$ ).....	14
2.6.4. Daya Dukung Ijin Tiang ( $Q_a$ ) .....	14
2.6.5. Daya Dukung Kelompok Tiang .....	15
2.6.6. Formula Sederhana.....	18
2.6.7. Formula Converse-Labarre .....	19
2.6.8. Formula Los Angeles .....	19
2.6.9. Formula Seiler-Keeney.....	19

2.6.10. Formula Feld .....	19
2.7. Daya Dukung Lateral Pondasi.....	21
2.7.1 Kriteria Tiang Pendek dan Panjang .....	21
2.7.2 Metode Broms Panjang .....	22
2.7.3 Daya Dukung Ijin Lateral Tiang.....	23
2.8. Perencanaan Pilecap .....	24
2.8.1 Kontrol Geser Pons Pilecap .....	26
2.8.2 Penulangan Pilecap .....	27

### **BAB III METODOLOGI**

3.1. Analisa Pembebanan.....	28
3.1.1 Beban Mati.....	29
3.1.2 Beban Hidup .....	31
3.1.3 Beban Gempa .....	32
3.2. Bagan Alir .....	44

### **BAB IV ANALISA DAN PERENCANAAN**

4.1 Data-Data Perencanaan.....	45
4.1.1 Data Bangunan .....	45
4.1.2 Data Material .....	45



4.2 Perhitungan Pembebanan.....	47
4.2.1 Perhitungan Beban Kolom .....	47
4.2.2 Perhitungan Perataan Beban.....	48
4.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok.....	51
4.2.3.1 Perhitungan Pembebanan Balok Memanjang .....	51
4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan Balok Melintang .....	54
4.2.4 Perhitungan b Efektif.....	57
4.2.4.1 Perhitungan b Efektif Balok Memanjang .....	57
4.2.4.2 Perhitungan b Efektif Balok Memanjang .....	61
4.2.5 Perhitungan Beban Hidup .....	65
4.2.5.1 Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang .....	65
4.2.5.2 Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang .....	66
4.2.6 Perhitungan Beban Struktur.....	67
4.2.6.1 Beban Lantai Atap.....	68
4.2.6.2 Berat Lantai 4 & 3 .....	72
4.2.6.3 Berat Lantai 2 .....	78
4.2.7 Perhitungan Beban Gempa .....	86

## **BAB V PERHITUNGAN PONDASI**

5.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS .....	107
5.2 Perencanaan Pondasi.....	107
5.2.1 Pondasi Tipe 1 .....	107
5.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 1.....	107

5.2.1.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	108
5.2.1.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	120
5.2.1.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	128
5.2.2	Pondasi Tipe 2 .....	136
5.2.2.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 2.....	136
5.2.2.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	137
5.2.2.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	145
5.2.2.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 2 .....	153
5.2.3	Pondasi Tipe 3 .....	157
5.2.3.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 3.....	157
5.2.3.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	158
5.2.3.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	166
5.2.3.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 3 .....	174
5.3	Perhitungan Penurunan Pondasi .....	178
5.1	Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal .....	178
5.2	Perhitungan Penurunan Ijin Tiang .....	180
5.3	Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang .....	180
5.4	Hasil Analisa .....	182

## **BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN**

6.1 Kesimpulan.....	183
6.2 Saran .....	184

## **Daftar Pustaka**

## **Lampiran**

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Data Sondir .....	12
Tabel 2.2 Kriteria Jenis Perilaku Tiang .....	21
Tabel 2.3 Faktor Aman Berdasarkan Klasifikasi Struktur .....	23
Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk beban gempa.....	32
Tabel 3.2 Faktor Keamanan Gempa .....	33
Tabel 3.3 Koefisien Situs ( $F_a$ ).....	36
Tabel 3.4 Koefisien Situs ( $F_v$ ).....	37
Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek .....	40
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik.....	40
Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung .....	41
Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	41
Tabel 4.1 Beban Balok Memanjang Lantai 2.....	52
Tabel 4.2 Beban Balok Memanjang Lantai 3 dan 4 .....	52
Tabel 4.3 Beban Balok Memanjang Lantai Atap .....	53
Tabel 4.4 Beban Balok Melintang Lantai 2 .....	54
Tabel 4.5 Beban Balok Melintang Lantai 3 dan 4 .....	55

Tabel 4.6 Beban Balok Melintang Lantai Atap.....	56
Tabel 4.7 Beban Hidup Balok Memanjang.....	65
Tabel 4.8 Beban Hidup Balok Melintang .....	66
Tabel 4.9 Total Beban Mati Atap .....	71
Tabel 4.10 Total Beban Mati Lantai 4 & 3 .....	77
Tabel 4.11 Total Beban Mati Lantai 2 .....	84
Tabel 4.12 Total Berat Beban Seluruh Lantai.....	85
Tabel 4.13 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung .....	86
Tabel 4.14 Faktor Keutamaan Gempa .....	87
Tabel 4.15 Klasifikasi Kelas Situs Tanah .....	89
Tabel 4.16 Koefisien Situs Fa .....	90
Tabel 4.17 Koefisien Situs Fv .....	90
Tabel 4.18 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda pendek .....	92
Tabel 4.19 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik .....	92
Tabel 4.20 Nilai $S_a$ untuk $T < T_0$ .....	93
Tabel 4.21 Nilai $S_a$ untuk $T_s < T < 1.0$ .....	94
Tabel 4.22 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung.....	95
Tabel 4.23 Faktor $R$ , $C_d$ dan $\Omega_0$ untuk Sistem Penahan Gaya Gempa .....	96



Tabel 4.24 Faktor Distribusi Vertikal .....	99
Tabel 4.25 Gaya Gempa Lateral Per Lantai .....	100
Tabel 4.26 Pusat Massa Bangunan dari ETABS .....	104
Tabel 4.27 Eksentrisitas Bangunan.....	105
Tabel 4.28 Nilai Ed Bangunan .....	105
Tabel 4.29 Koordinat Pusat Massa Bangunan.....	106
Tabel 5.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom .....	107
Tabel 5.2 Nilai qc Pondasi Tipe 1 .....	109
Tabel 5.3 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 1 .....	111
Tabel 5.4 Hubungan antara k1 dan cu .....	120
Tabel 5.5 Nilai qc Pondasi Tipe 2 .....	138
Tabel 5.6 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 2.....	140
Tabel 5.7 Hubungan Antara k1 Dan cu.....	146
Tabel 5.8 Nilai qc Pondasi Tipe 3 .....	159
Tabel 5.9 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 3.....	161
Tabel 5.10 Hubung anantara k1 dan cu.....	167
Tabel 5.11 Nilai koefisien Empiris (Cp) .....	178
Tabel 5.12 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (Es) .....	179
Tabel 5.13 Nilai Angka Poisson Tanah (Vs).....	179
Tabel 5.14 Penurunan terhadap Struktur Bangunan pada 5 Titik .....	181

Tabel 5.15 Tabel Hasil Perencanaan Pondasi Tipe 1, 2 dan 3 .....	182
--	-----

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Pondasi Langsung .....	6
Gambar 2.2 Pondasi Plat .....	7
Gambar 2.3 Pondasi Tiang .....	7
Gambar 2.4 Pondasi Sumuran .....	8
Gambar 2.5 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Sondir (Robertson dan Campanella, 1983) .....	12
Gambar 2.6 Tegangan di bawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang .....	17
Gambar 2.7 Ilustrasi Overlapping Zona Tegangan di sekitar Kelompok Tiang ...	17
Gambar 2.8 Baris Kelompok Tiang .....	19
Gambar 2.9 Kapasitas Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Kohesif .....	22
Gambar 2.10 Skema Pondasi Tiang Kelompok .....	25
Gambar 3.1 Contoh Perataan Beban Tipe 1 .....	29
Gambar 3.2 Contoh Perataan Beban Tipe 2 .....	30
Gambar 3.3 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 0,2 Detik (MCER, SS) .....	34
Gambar 3.4 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 Detik (MCER, S1) .....	35
Gambar 3.5 Grafik Spektrum Respons Desain .....	38

Gambar 3.6 Grafik Perhitungan Geser Dasar Seismik .....	42
Gambar 4.1 Perataan Beban Tipe a .....	48
Gambar 4.2 Perataan Beban Tipe b .....	49
Gambar 4.3 Perataan Beban Tipe c .....	50
Gambar 4.4 Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa .....	67
Gambar 4.5 Nilai Parameter Percepatan Gempa .....	88
Gambar 4.6 Grafik Respon Spektrum.....	94
Gambar 5.1 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 1 .....	107
Gambar 5.2 Rencana Pondasi Tipe 1 dan Grafik $q_c$ .....	109
Gambar 5.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (3 tiang).....	112
Gambar 5.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 (3 tiang) .....	113
Gambar 5.5 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang).....	115
Gambar 5.6 Rencana Dimensi Pilecap Tipe 1 (4 tiang).....	117
Gambar 5.7 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	118
Gambar 5.8 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $H_u/cu.D2$ Pondasi Tipe 1 .....	121
Gambar 5.9 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1.....	123
Gambar 5.10 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 1 .....	126
Gambar 5.11 Skema Pembebanan Arah X Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	128
Gambar 5.12 Skema Pembebanan Arah Y Pondasi Tipe 1.....	132
Gambar 5.13 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 2 .....	136

Gambar 5.14 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik qc.....	138
Gambar 5.15 Rencana Susunan Pondasi Tipe 2 (2 tiang).....	141
Gambar 5.16 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2 (2 tiang).....	143
Gambar 5.17 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2.....	144
Gambar 5.18 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $Hu/cu.D2$ Pondasi Tipe 2.....	147
Gambar 5.19 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 2.....	149
Gambar 5.20 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 2 .....	151
Gambar 5.21 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 2.....	154
Gambar 5.22 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 3 .....	157
Gambar 5.23 Rencana Pondasi Tipe 3 dan Grafik qc.....	159
Gambar 5.24 Rencana Susunan Pondasi Tipe 3 (2 tiang) .....	162
Gambar 5.25 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3 (2 tiang).....	164
Gambar 5.26 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3.....	165
Gambar 5.27 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $Hu/cu.D2$ Pondasi Tipe 1 .....	168
Gambar 5.28 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 3.....	170
Gambar 5.29 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 3 .....	172
Gambar 5.30 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 3.....	175
Gambar 5.31 Titik Peninjauan Penurunan .....	180



## DAFTAR NOTASI

$q_c$	= Penetrasi konus
$f_s$	= Gesekan selimut
$f_r$	= Friction rasio
$Q_p$	= Daya dukung ujung ultimit tiang
$q_{c1}$	= Nilai $q_c$ rata-rata pada $0,7D - 4D$ dibawah ujung tiang
$q_{c2}$	= Nilai $q_c$ rata-rata dari ujung tiang hingga $8D$ diatas ujung tiang
$A_p$	= Luas proyeksi penampang tiang
$Q_s$	= Daya dukung selimut tiang
$p$	= Keliling tiang
$Q_u$	= Daya dukung total
$Q_a$	= Daya dukung ijin tiang
$FK$	= Faktor keamanan
$P$	= Beban yang bekerja
$Q_{pg}$	= Daya dukung kelompok tiang
$E_g$	= Efisiensi kelompok tiang

$n$  = Jumlah tiang

$m$  = Jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = Jumlah tiang pada deretan kolom

$s$  = Jarak antar tiang

$D$  = Diameter tiang

$R$  = Faktor kekakuan

$E_p$  = Modulus elastisitas tiang

$I_p$  = Momen inersia tiang

$K_s$  = Modulus *subgrade* tanah dalam arah horizontal

$M_u$  = Momen kapasitas ultimit dari penampang tiang

$H_u$  = Beban lateral yang bekerja di kepala tiang

$X_o$  = Kedalaman dibawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang

$H_a$  = Daya dukung ijin lateral tiang

$P_{max}$  = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi

$P_u$  = Jumlah total beban normal / gaya aksial

$M_y$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu  $y$

$X_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu  $x$

$n_y$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis tiang

$M_x$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x

$Y_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu y

$n_x$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat tiang

$d$  = Tinggi efektif

$b_{eff}$  = Lebar efektif penampang

$b_o$  = Bidang kritis geser pons

$c$  = Lebar bidang

$\beta_c$  = 40 (jika termasuk kolom dalam)

$\alpha_s$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x

$V_c$  = Kuat geser beton

$M_n$  = Momen nominal

$h$  = Tinggi penampang

$b$  = lebar penampang

$R_n$  = Koefisien kapasitas penampang

$\rho_b$  = Berat jenis balance

$f_c'$  = Kuat tekan beton

$f_y$  = Tegangan leleh tulangan

NSPT = Nilai uji tanah boring

$c_u$  = Kuat geser tak terdrainase tanah

$F_z$  = Beban bekerja arah z pada program ETABS

$F_y$  = Beban bekerja arah y pada program ETABS

$F_x$  = Beban bekerja arah x pada program ETABS

$S_s$  = Penurunan akibat deformasi aksial tiang

$S_p$  = Penurunan dari ujung tiang

$S_{ps}$  = Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$C_p$  = Nilai koefisien empiris tanah

$E_s$  = Nilai modulus elastisitas tanah

$V_s$  = Nilai angka poisson tanah

$I_e$  = Faktor keamanan gempa

$SS$  = Percepatan batuan dasar pada perioda pendek

$S_1$  = Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik

$MCE_R$  = Respons spektral percepatan gempa

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$W$  = Berat seismik efektif

$C_s$  = Koefisien respons seismik

$Q_X$  = Gempa statik ekuivalen x

$Q_Y$  = Gempa statik ekuivalen y

$V$  = Geser dasar seismik



# **LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

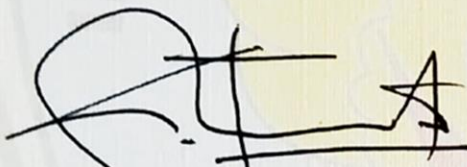
*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil (S-1) Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**  
**NIM : 13.21.005**

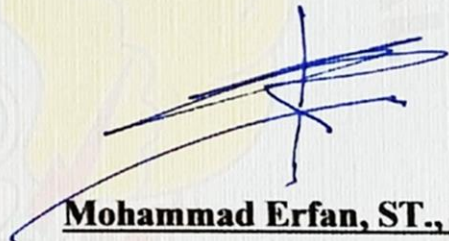
**Menyetujui:**

**Dosen Pembimbing I**



**Ir. Eding Iskak Imananto, MT**

**Dosen Pembimbing II**



**Mohammad Erfan, ST., MT**

**Mengetahui,**

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**



**Ir. A. Agus Santosa, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



**LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG  
PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT  
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi*

*Jenjang Strata satu (S-1)*

*Pada hari : Selasa*

*Tanggal : 08 Agustus 2017*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan*

*Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**

**NIM : 13.21.005**

Disahkan Oleh :

**Ketua**

  
**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Sekretaris**

  
**( Ir. Munasih, MT )**

**Anggota Penguji:**

**Dosen Penguji I**

  
**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Dosen Penguji II**

  
**( Ir. Sudirman Indra, MSc )**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**

## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Arbi Arif

NIM : 1321005

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG”**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya dari karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Agustus 2017

Yang Membuat Pernyataan



( Arbi Arif )

# **SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**



**Disusun Oleh:**

**ARBI ARIF  
13.21.005**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**



# **LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI**

## **STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

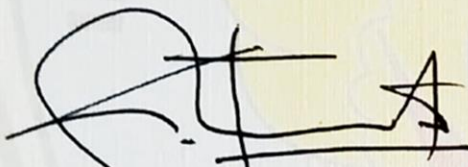
*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil (S-1) Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**  
**NIM : 13.21.005**

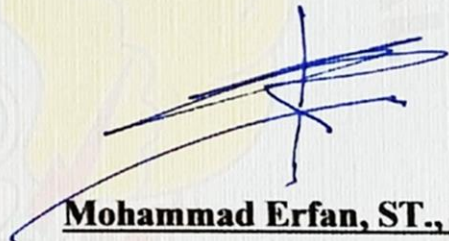
**Menyetujui:**

**Dosen Pembimbing I**



**Ir. Eding Iskak Imananto, MT**

**Dosen Pembimbing II**



**Mohammad Erfan, ST., MT**

**Mengetahui,**

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**



**Ir. A. Agus Santosa, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



**LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG  
PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT  
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi*

*Jenjang Strata satu (S-1)*

*Pada hari : Selasa*

*Tanggal : 08 Agustus 2017*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan*

*Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :

**ARBI ARIF**

**NIM : 13.21.005**

Disahkan Oleh :

**Ketua**



**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Sekretaris**



**( Ir. Munasih, MT )**

**Anggota Penguji:**

**Dosen Penguji I**



**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Dosen Penguji II**



**( Ir. Sudirman Indra, MSc )**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**

## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Arbi Arif

NIM : 1321005

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN INSTALASI GAWAT DARURAT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH KANJURUHAN MALANG”**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya dari karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Agustus 2017

Yang Membuat Pernyataan



( Arbi Arif )

## ABSTRAKSI

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD KANJURUHAN MALANG”**, Arbi Arif, (NIM : 13.21.005), Dosen Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT, Dosen Pembimbing II : Moh. Erfan, ST, MT, Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

---

Pondasi merupakan bagian dari struktur bawah bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Dalam penyusunan skripsi ini yang akan direncanakan adalah pondasi tiang pancang yang meliputi daya dukung, jumlah tiang dan jumlah tulangan *pilecap*.

Pengambilan judul ini bertujuan untuk dapat merencanakan ulang struktur bawah bangunan Instalasi Gawat Darurat 4 lantai (3 lantai, 1 lantai atap) dengan luas total 300 m<sup>2</sup> menggunakan pondasi tiang pancang yang direncanakan pada kedalaman 7,4 m. Data yang digunakan adalah data *CPT (Cone Penetration Test)*. Lapisan tanah keras dengan perlawanan konus ( $q_c$ ) = 150 kg/cm<sup>2</sup> dan ratio gesekan ( $F_r$ ) = 6,67 % didapat tanah jenis lempung.

Dimensi balok, kolom dan plat begitu juga dengan nilai mutu beton dan tulangan didapat dari proyek bangunan IGD RSUD Kanjuruhan Malang. Peraturan yang dipakai adalah SNI 1726 : 2012, SNI 2847 : 2013 dan SNI 1727 : 2013. Sedangkan untuk mencari beban vertikal dipergunakan program bantu ETABS yang kemudian dipakai untuk menghitung daya dukung dan penulangan *pilecap* pondasi tiang pancang.

Dari hasil perhitungan direncanakan dimensi pondasi untuk semua tipe beban adalah Ø 50 cm kedalaman 7,4 m. Untuk jumlah tiang tipe beban 1, 2 dan 3 masing-masing adalah 4 tiang, 2 tiang dan 2 tiang. Untuk daya dukung pondasi tipe 1 = 214,860 ton, tipe 2 dan 3 = 119,745 ton. Sementara untuk penulangan *pilecap* pondasi arah X dan Y tekan tipe 1 = D19 – 240, tulangan tarik = D19 – 120, tulangan tekan tipe 2 = D19 – 260, dan tulangan tarik = D19 – 120, tulangan tekan tipe 3 = D19 – 260, dan tulangan tarik = D19 – 120.

**Kata kunci : Pondasi Tiang Pancang, Daya Dukung, Penulangan**

## KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, yang telah memberikan anugerah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Laporan Skripsi ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun tujuan dari Laporan Skripsi ini adalah untuk digunakan sebagai persyaratan dalam menempuh Gelar Sarjana Teknik di Program Studi Teknik Sipil.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan dan kesulitan yang muncul, penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu, tak lupa juga saya ucapkan terima kasih kepada:

1. Dekan FTSP bapak **Ir. Nusa Sebayang, MT**
2. Ketua Program Studi Teknik Sipil bapak **Ir. A. Agus Santosa, MT**
3. Sekretaris Program Studi Teknik Sipil ibu **Ir. Munasih, MT**
4. Dosen pembimbing Skripsi bapak **Ir. Eding Iskak Imananto, MT** dan **M. Erfan, ST, MT**
5. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan baik moril maupun materil.
6. Teman – teman angkatan 2013 dan kakak tingkat yang telah membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Dengan segala kerendahan hati penyusun menyadari bahwa dalam Laporan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca sangat penyusun harapkan, akhir kata semoga Laporan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca.

Malang, Agustus 2017

Penyusun

## **DAFTAR ISI**

<b>LEMBAR PERSETUJUAN .....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>ii</b>
<b>PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRAKSI.....</b>	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>vi</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xvi</b>
<b>DAFTAR NOTASI.....</b>	<b>xix</b>

## **BAB I PENDAHULUAN**

1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Identifikasi Permasalahan .....	2
1.3. Rumusan Masalah.....	3
1.4. Maksud dan Tujuan .....	3
1.5. Batasan Masalah.....	4

## **BAB II DASAR TEORI**

2.1. Pondasi.....	5
2.2. Klasifikasi Pondasi .....	5
2.3. Dasar-dasar Pemilihan Tipe Pondasi .....	8
2.4. Pondasi Tiang .....	9
2.4.1. Pondasi Tiang Pancang.....	9
2.4.1.1. Teori Pondasi Tiang Pancang .....	9
2.4.1.2. Jenis-jenis Pondasi Tiang Pancang .....	9
2.4.1.3. Penggunaan Pondasi Tiang Pancang .....	11
2.5. CPT (Cone Penetration Test) .....	12
2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Hasil CPT ....	13
2.6.1. Daya Dukung Ultimit Ujung Tiang ( $Q_p$ ) .....	13
2.6.2. Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) .....	13
2.6.3. Daya Dukung Total ( $Q_u$ ).....	14
2.6.4. Daya Dukung Ijin Tiang ( $Q_a$ ) .....	14
2.6.5. Daya Dukung Kelompok Tiang .....	15
2.6.6. Formula Sederhana.....	18
2.6.7. Formula Converse-Labarre .....	19
2.6.8. Formula Los Angeles .....	19
2.6.9. Formula Seiler-Keeney.....	19

2.6.10. Formula Feld .....	19
2.7. Daya Dukung Lateral Pondasi.....	21
2.7.1 Kriteria Tiang Pendek dan Panjang .....	21
2.7.2 Metode Broms Panjang .....	22
2.7.3 Daya Dukung Ijin Lateral Tiang.....	23
2.8. Perencanaan Pilecap .....	24
2.8.1 Kontrol Geser Pons Pilecap .....	26
2.8.2 Penulangan Pilecap .....	27

### **BAB III METODOLOGI**

3.1. Analisa Pembebanan.....	28
3.1.1 Beban Mati.....	29
3.1.2 Beban Hidup .....	31
3.1.3 Beban Gempa .....	32
3.2. Bagan Alir .....	44

### **BAB IV ANALISA DAN PERENCANAAN**

4.1 Data-Data Perencanaan.....	45
4.1.1 Data Bangunan .....	45
4.1.2 Data Material .....	45

4.2 Perhitungan Pembebanan.....	47
4.2.1 Perhitungan Beban Kolom .....	47
4.2.2 Perhitungan Perataan Beban.....	48
4.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok.....	51
4.2.3.1 Perhitungan Pembebanan Balok Memanjang .....	51
4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan Balok Melintang .....	54
4.2.4 Perhitungan b Efektif.....	57
4.2.4.1 Perhitungan b Efektif Balok Memanjang .....	57
4.2.4.2 Perhitungan b Efektif Balok Memanjang .....	61
4.2.5 Perhitungan Beban Hidup .....	65
4.2.5.1 Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang .....	65
4.2.5.2 Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang .....	66
4.2.6 Perhitungan Beban Struktur.....	67
4.2.6.1 Beban Lantai Atap.....	68
4.2.6.2 Berat Lantai 4 & 3 .....	72
4.2.6.3 Berat Lantai 2 .....	78
4.2.7 Perhitungan Beban Gempa .....	86

## **BAB V PERHITUNGAN PONDASI**

5.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS .....	107
5.2 Perencanaan Pondasi.....	107
5.2.1 Pondasi Tipe 1 .....	107
5.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 1.....	107



5.2.1.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	108
5.2.1.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	120
5.2.1.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	128
5.2.2	Pondasi Tipe 2 .....	136
5.2.2.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 2.....	136
5.2.2.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	137
5.2.2.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	145
5.2.2.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 2 .....	153
5.2.3	Pondasi Tipe 3 .....	157
5.2.3.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 3.....	157
5.2.3.1.1	Perhitungan Daya Dukung Aksial .....	158
5.2.3.1.2	Perhitungan Daya Dukung Lateral .....	166
5.2.3.2	Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 3 .....	174
5.3	Perhitungan Penurunan Pondasi .....	178
5.1	Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal .....	178
5.2	Perhitungan Penurunan Ijin Tiang .....	180
5.3	Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang .....	180
5.4	Hasil Analisa .....	182

## **BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN**

6.1 Kesimpulan.....	183
6.2 Saran .....	184

## **Daftar Pustaka**

## **Lampiran**

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Data Sondir .....	12
Tabel 2.2 Kriteria Jenis Perilaku Tiang .....	21
Tabel 2.3 Faktor Aman Berdasarkan Klasifikasi Struktur .....	23
Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk beban gempa.....	32
Tabel 3.2 Faktor Keamanan Gempa .....	33
Tabel 3.3 Koefisien Situs ( $F_a$ ).....	36
Tabel 3.4 Koefisien Situs ( $F_v$ ).....	37
Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek .....	40
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik.....	40
Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung .....	41
Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	41
Tabel 4.1 Beban Balok Memanjang Lantai 2.....	52
Tabel 4.2 Beban Balok Memanjang Lantai 3 dan 4 .....	52
Tabel 4.3 Beban Balok Memanjang Lantai Atap .....	53
Tabel 4.4 Beban Balok Melintang Lantai 2 .....	54
Tabel 4.5 Beban Balok Melintang Lantai 3 dan 4 .....	55

Tabel 4.6 Beban Balok Melintang Lantai Atap.....	56
Tabel 4.7 Beban Hidup Balok Memanjang.....	65
Tabel 4.8 Beban Hidup Balok Melintang .....	66
Tabel 4.9 Total Beban Mati Atap .....	71
Tabel 4.10 Total Beban Mati Lantai 4 & 3 .....	77
Tabel 4.11 Total Beban Mati Lantai 2 .....	84
Tabel 4.12 Total Berat Beban Seluruh Lantai.....	85
Tabel 4.13 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung .....	86
Tabel 4.14 Faktor Keutamaan Gempa .....	87
Tabel 4.15 Klasifikasi Kelas Situs Tanah .....	89
Tabel 4.16 Koefisien Situs Fa .....	90
Tabel 4.17 Koefisien Situs Fv .....	90
Tabel 4.18 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda pendek .....	92
Tabel 4.19 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik .....	92
Tabel 4.20 Nilai $S_a$ untuk $T < T_0$ .....	93
Tabel 4.21 Nilai $S_a$ untuk $T_s < T < 1.0$ .....	94
Tabel 4.22 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung.....	95
Tabel 4.23 Faktor $R$ , $C_d$ dan $\Omega_0$ untuk Sistem Penahan Gaya Gempa .....	96

Tabel 4.24 Faktor Distribusi Vertikal .....	99
Tabel 4.25 Gaya Gempa Lateral Per Lantai .....	100
Tabel 4.26 Pusat Massa Bangunan dari ETABS .....	104
Tabel 4.27 Eksentrisitas Bangunan.....	105
Tabel 4.28 Nilai Ed Bangunan .....	105
Tabel 4.29 Koordinat Pusat Massa Bangunan.....	106
Tabel 5.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom .....	107
Tabel 5.2 Nilai qc Pondasi Tipe 1 .....	109
Tabel 5.3 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 1 .....	111
Tabel 5.4 Hubungan antara k1 dan cu .....	120
Tabel 5.5 Nilai qc Pondasi Tipe 2 .....	138
Tabel 5.6 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 2.....	140
Tabel 5.7 Hubungan Antara k1 Dan cu.....	146
Tabel 5.8 Nilai qc Pondasi Tipe 3 .....	159
Tabel 5.9 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 3.....	161
Tabel 5.10 Hubung anantara k1 dan cu.....	167
Tabel 5.11 Nilai koefisien Empiris (Cp) .....	178
Tabel 5.12 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (Es) .....	179
Tabel 5.13 Nilai Angka Poisson Tanah (Vs).....	179
Tabel 5.14 Penurunan terhadap Struktur Bangunan pada 5 Titik .....	181

Tabel 5.15 Tabel Hasil Perencanaan Pondasi Tipe 1, 2 dan 3 .....	182
--	-----

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Pondasi Langsung .....	6
Gambar 2.2 Pondasi Plat .....	7
Gambar 2.3 Pondasi Tiang .....	7
Gambar 2.4 Pondasi Sumuran .....	8
Gambar 2.5 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Sondir (Robertson dan Campanella, 1983) .....	12
Gambar 2.6 Tegangan di bawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang .....	17
Gambar 2.7 Ilustrasi Overlapping Zona Tegangan di sekitar Kelompok Tiang ...	17
Gambar 2.8 Baris Kelompok Tiang .....	19
Gambar 2.9 Kapasitas Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Kohesif .....	22
Gambar 2.10 Skema Pondasi Tiang Kelompok .....	25
Gambar 3.1 Contoh Perataan Beban Tipe 1 .....	29
Gambar 3.2 Contoh Perataan Beban Tipe 2 .....	30
Gambar 3.3 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 0,2 Detik (MCER, SS) .....	34
Gambar 3.4 Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 Detik (MCER, S1) .....	35
Gambar 3.5 Grafik Spektrum Respons Desain .....	38

Gambar 3.6 Grafik Perhitungan Geser Dasar Seismik .....	42
Gambar 4.1 Perataan Beban Tipe a .....	48
Gambar 4.2 Perataan Beban Tipe b .....	49
Gambar 4.3 Perataan Beban Tipe c .....	50
Gambar 4.4 Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa .....	67
Gambar 4.5 Nilai Parameter Percepatan Gempa .....	88
Gambar 4.6 Grafik Respon Spektrum.....	94
Gambar 5.1 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 1 .....	107
Gambar 5.2 Rencana Pondasi Tipe 1 dan Grafik $q_c$ .....	109
Gambar 5.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (3 tiang).....	112
Gambar 5.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 (3 tiang) .....	113
Gambar 5.5 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang).....	115
Gambar 5.6 Rencana Dimensi Pilecap Tipe 1 (4 tiang).....	117
Gambar 5.7 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	118
Gambar 5.8 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $H_u/cu.D2$ Pondasi Tipe 1 .....	121
Gambar 5.9 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1.....	123
Gambar 5.10 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 1 .....	126
Gambar 5.11 Skema Pembebanan Arah X Pilecap Pondasi Tipe 1 .....	128
Gambar 5.12 Skema Pembebanan Arah Y Pondasi Tipe 1.....	132
Gambar 5.13 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 2 .....	136



Gambar 5.14 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik $q_c$ .....	138
Gambar 5.15 Rencana Susunan Pondasi Tipe 2 (2 tiang) .....	141
Gambar 5.16 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2 (2 tiang) .....	143
Gambar 5.17 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2 .....	144
Gambar 5.18 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $Hu/cu.D2$ Pondasi Tipe 2 .....	147
Gambar 5.19 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 2 .....	149
Gambar 5.20 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 2 .....	151
Gambar 5.21 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 2 .....	154
Gambar 5.22 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 3 .....	157
Gambar 5.23 Rencana Pondasi Tipe 3 dan Grafik $q_c$ .....	159
Gambar 5.24 Rencana Susunan Pondasi Tipe 3 (2 tiang) .....	162
Gambar 5.25 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3 (2 tiang) .....	164
Gambar 5.26 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3 .....	165
Gambar 5.27 Grafik Hubungan $\mu/cu.D3$ dan $Hu/cu.D2$ Pondasi Tipe 1 .....	168
Gambar 5.28 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 3 .....	170
Gambar 5.29 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 3 .....	172
Gambar 5.30 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 3 .....	175
Gambar 5.31 Titik Peninjauan Penurunan .....	180

## DAFTAR NOTASI

$q_c$	= Penetrasi konus
$f_s$	= Gesekan selimut
$f_r$	= Friction rasio
$Q_p$	= Daya dukung ujung ultimit tiang
$q_{c1}$	= Nilai $q_c$ rata-rata pada $0,7D - 4D$ dibawah ujung tiang
$q_{c2}$	= Nilai $q_c$ rata-rata dari ujung tiang hingga $8D$ diatas ujung tiang
$A_p$	= Luas proyeksi penampang tiang
$Q_s$	= Daya dukung selimut tiang
$p$	= Keliling tiang
$Q_u$	= Daya dukung total
$Q_a$	= Daya dukung ijin tiang
$FK$	= Faktor keamanan
$P$	= Beban yang bekerja
$Q_{pg}$	= Daya dukung kelompok tiang
$E_g$	= Efisiensi kelompok tiang

$n$  = Jumlah tiang

$m$  = Jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = Jumlah tiang pada deretan kolom

$s$  = Jarak antar tiang

$D$  = Diameter tiang

$R$  = Faktor kekakuan

$E_p$  = Modulus elastisitas tiang

$I_p$  = Momen inersia tiang

$K_s$  = Modulus *subgrade* tanah dalam arah horizontal

$M_u$  = Momen kapasitas ultimit dari penampang tiang

$H_u$  = Beban lateral yang bekerja di kepala tiang

$X_o$  = Kedalaman dibawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang

$H_a$  = Daya dukung ijin lateral tiang

$P_{max}$  = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi

$P_u$  = Jumlah total beban normal / gaya aksial

$M_y$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu  $y$

$X_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu  $x$

$n_y$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis tiang

$M_x$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x

$Y_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu y

$n_x$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat tiang

$d$  = Tinggi efektif

$b_{eff}$  = Lebar efektif penampang

$b_o$  = Bidang kritis geser pons

$c$  = Lebar bidang

$\beta_c$  = 40 (jika termasuk kolom dalam)

$\alpha_s$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x

$V_c$  = Kuat geser beton

$M_n$  = Momen nominal

$h$  = Tinggi penampang

$b$  = lebar penampang

$R_n$  = Koefisien kapasitas penampang

$\rho_b$  = Berat jenis balance

$f_c'$  = Kuat tekan beton

$f_y$  = Tegangan leleh tulangan

NSPT = Nilai uji tanah boring

$c_u$  = Kuat geser tak terdrainase tanah

$F_z$  = Beban bekerja arah z pada program ETABS

$F_y$  = Beban bekerja arah y pada program ETABS

$F_x$  = Beban bekerja arah x pada program ETABS

$S_s$  = Penurunan akibat deformasi aksial tiang

$S_p$  = Penurunan dari ujung tiang

$S_{ps}$  = Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$C_p$  = Nilai koefisien empiris tanah

$E_s$  = Nilai modulus elastisitas tanah

$V_s$  = Nilai angka poisson tanah

$I_e$  = Faktor keamanan gempa

$SS$  = Percepatan batuan dasar pada perioda pendek

$S_1$  = Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik

$MCE_R$  = Respons spektral percepatan gempa

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$W$  = Berat seismik efektif

$C_s$  = Koefisien respons seismik

$Q_X$  = Gempa statik ekuivalen x

$Q_Y$  = Gempa statik ekuivalen y

$V$  = Geser dasar seismik

## **BAB 1**

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar Belakang**

Kesehatan adalah salah satu kebutuhan manusia yang tidak dapat dipisahkan. Seiring dengan berkembangnya ilmu dan teknologi dalam bidang kesehatan, kebutuhan ruang untuk fasilitas-fasilitas baru dan kenyamanan bagi para pasien pun menjadi suatu hal yang harus diperhatikan. Oleh karena itu pembangunan rumah sakit yang lebih besar dibangun untuk memenuhi kebutuhan tersebut. Salah satunya adalah pembangunan gedung IGD RSUD Kanjuruhan kota Malang

Salah satu pekerjaan struktur di gedung IGD RSUD Kanjuruhan yang akan penulis bahas dalam skripsi ini adalah struktur bawah yaitu pondasi. Pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi meneruskan gaya dari struktur atas ke lapisan tanah keras.

Kondisi tanah pada bangunan IGD RSUD Kanjuruhan kota Malang ini dianalisa dengan uji tanah Sondir (CPT) pada 3 titik. Hasil sondir menunjukkan pada kedalaman 7,8 m merupakan tanah keras dengan perlawanan konus ( $q_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ ) dan tidak ditemukan air tanah. Berdasarkan angka ratio gesekan ( $F_r = 6,67 \%$ ) pada uji sondir, lapisan tanah uji merupakan lapisan tanah lempung (kohesif).

Dalam hal ini penulis akan membahas mengenai penggunaan pondasi tiang pancang (*driven pile*) sebagai alternatif pada bangunan RSUD Kanjuruhan yang sebelumnya menggunakan pondasi tiang bor (*strauss pile*). Adapun judul skripsi ini adalah **“Studi Perencanaan Struktur Bawah Dengan Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan Instalasi Gawat Darurat Rumah Sakit Umum Daerah Kanjuruhan Malang”**

## **1.2 Identifikasi Masalah**

RSUD Kanjuruhan ini terletak di Jl. Panji No.100, Penarukan, Kepanjen, Malang, mempunyai luas total bangunan 300 m<sup>2</sup> dengan 4 lantai. Konstruksi bangunan atas yang dipakai adalah konstruksi beton bertulang sedangkan konstruksi bangunan bawah menggunakan pondasi tiang bor.

Pondasi tersebut yang kemudian akan dicoba untuk direncanakan ulang menggunakan pondasi tiang pancang yang kecil dengan menggunakan data tes sondir pada masing-masing titik yang dekat dengan pondasi yang direncanakan. Dalam merencanakan pondasi harus memiliki data-data yang lengkap seperti gambar rencana struktur atas, hasil dari tes geoteknik untuk mengetahui pelapisan tanah dan karakteristik tanah yaitu berupa data Sondir.



### **1.3 Rumusan Masalah**

Berdasarkan dari uraian diatas maka dapat dirumuskan masalah yang dapat dibahas yaitu:

1. Berapa daya dukung pondasi tiang pancang
2. Berapa jumlah tiang pondasi tiang pancang
3. Berapa tulangan pilecap

### **1.4 Tujuan dan Manfaat**

Tujuan dari penulisan skripsi ini adalah:

1. Untuk memberikan alternatif perencanaan pondasi menggunakan pondasi tiang pancang pada bangunan RSUD Kanjuruhan Kota Malang
2. Untuk mengetahui daya dukung pondasi tiang pancang pada bangunan RSUD Kanjuruhan Kota Malang
3. Untuk mengetahui jumlah tiang pondasi tiang pancang pada bangunan RSUD Kanjuruhan Kota Malang
4. Untuk mengetahui tulangan pilecap pada bangunan RSUD Kanjuruhan Kota Malang

Manfaat dari penulisan skripsi ini adalah:

Untuk dapat merencanakan alternatif pondasi sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai.

## **1.5 Batasan Masalah**

1. Perhitungan analisa struktur atas gedung
2. Perhitungan daya dukung tiang pancang
3. Perhitungan jumlah tiang pancang
4. Perhitungan tulangan pilecap

Peraturan-peraturan yang digunakan untuk perencanaan ini adalah:

1. PPIUG-1983, Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung
2. PPPURG-1987, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
3. SNI-1726 -2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
4. SNI-2847-2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
5. SNI-1727-2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
6. Analisa statika menggunakan Program Bantu ETABS

## **BAB II**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1 Pondasi**

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structur/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk itu pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain. (Sumber: Gunawan, Pengantar Teknik Pondasi, 1990 : 9)

#### **2.2 Klasifikasi Pondasi**

Berdasarkan kedalamannya, pondasi dibagi menjadi dua jenis, yaitu:

##### **1. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)**

Kriteria pondasi dangkal ditetapkan dengan angka rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dangkal ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih kecil atau sama dengan satu, atau  $D/B \leq 1$ .

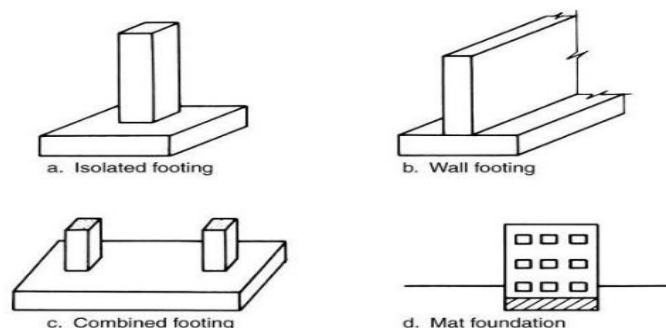
## 2. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Kriteria pondasi dalam ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dalam ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih besar dari empat, atau  $D/B \geq 4$ . (Sumber: Asiyanto, Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Pondasi, 2007 : 1)

Menurut Dr. Ir. L. D. Wesley (1977:111) pada umumnya pondasi bangunan dapat dibagi dalam tiga golongan utama:

### 1. Pondasi langsung dan pondasi plat (*Spread Footing and Rafts*)

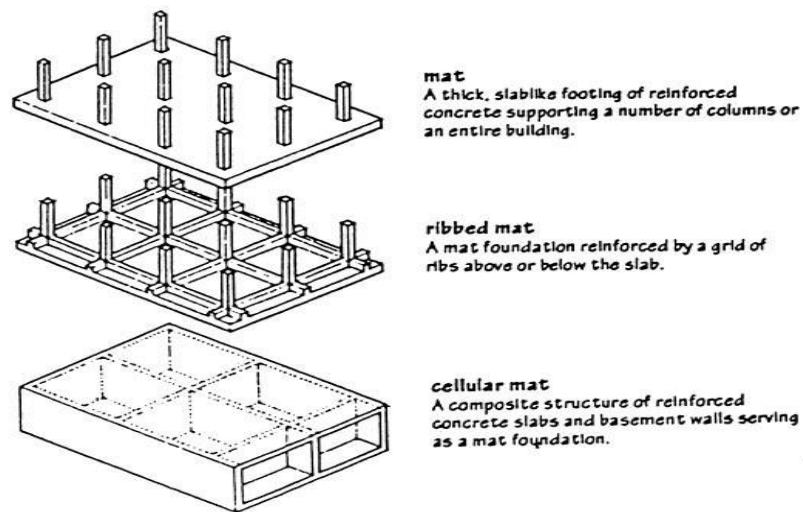
#### a. Pondasi Langsung (*Spread Footings*)



**Gambar 2.1 Pondasi Langsung**

#### b. Pondasi Plat (*Raft Foundation*)

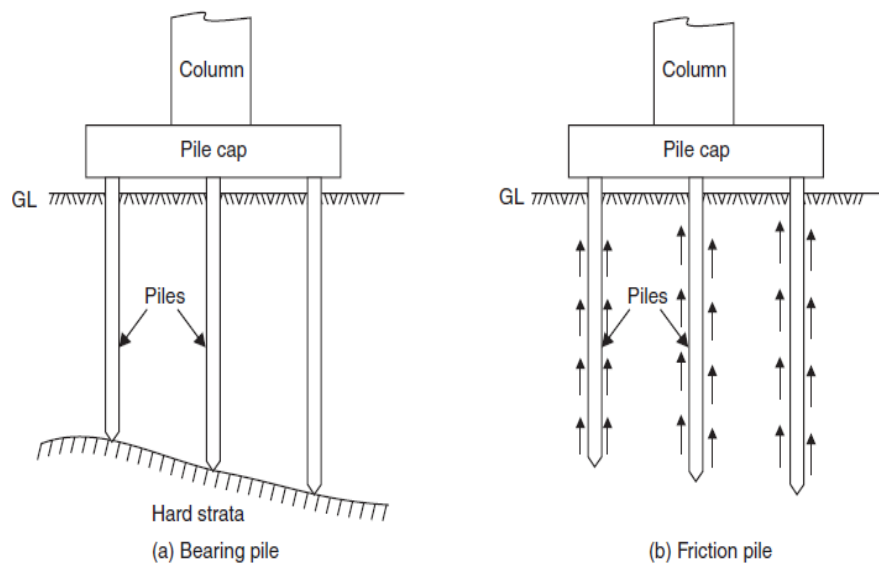
Bilamana jumlah luas pondasi yang diperlukan untuk memikul bangunan melebihi separuh luas bangunan tersebut maka lebih baik pondasi dijadikan satu sehingga merupakan sebuah plat yang luasnya sama dengan luas bangunan tersebut.



**Gambar 2.2 Pondasi Plat**

## 2. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

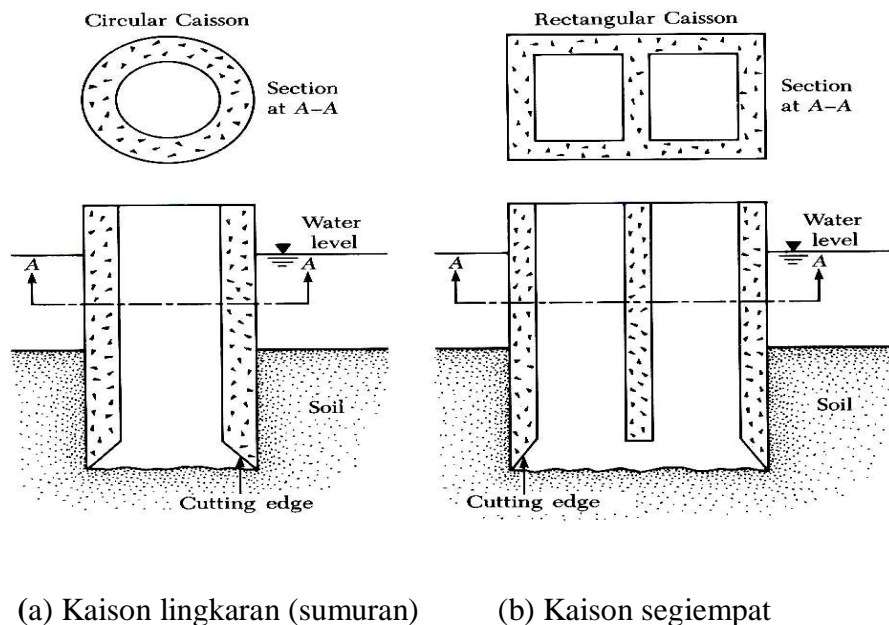
Pondasi tiang dipergunakan bilamana lapisan-lapisan bagian atas daripada tanah begitu lembek, sehingga tidak cukup kuat untuk memikul bangunan dengan memakai pondasi langsung atau pondasi plat.



**Gambar 2.3 Pondasi Tiang**

### 3. Pondasi Kaison (*Caisson Foundation*)

Pada umumnya kita pakai pondasi kaison untuk tujuan yang sama seperti dengan tiang pancang, yaitu supaya berat bangunan dapat dipikul oleh lapisan keras yang terlampaui dalam untuk pembuatan pondasi langsung. Bilamana lapisan keras tidak dalam maka pembuatan pondasi kaison sering lebih mudah dilaksanakan dari pemancangan tiang pancang.



**Gambar 2.4 Pondasi Sumuran**

### 2.3 Dasar-dasar Pemilihan Tipe Pondasi

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi diatasnya (*upper structure*)
3. Faktor lingkungan
4. Waktu pekerjaan
5. Biaya

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 41 – 42)

## **2.4 Pondasi Tiang**

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (Sumber : Kazuto Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 1980 : 91)

### **2.4.1 Teori Pondasi Tiang Pancang**

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi ini kerap kali digunakan untuk mendukung bangunan yang mempunyai bobot total bangunan yang cukup besar. Pondasi tiang menurut pelaksanaannya dibagi menjadi tiang pracetak dan tiang yang dicor ditempat. Salah satu contoh tiang pracetak adalah tiang pancang.

#### **2.4.2 Jenis-jenis Pondasi Tiang Pancang (Sardjono HS; 1991:6)**

a. Menurut bahan yang digunakan, dibagi menjadi 4 macam yaitu:

1. Tiang pancang kayu
2. Tiang pancang beton
3. Tiang pancang baja
4. Tiang pancang komposit

b. Menurut cara pembuatannya, dapat dibagi menjadi 2 macam yaitu:

1. *Pre-cast* (cetak dipabrik)
2. *Cast in site* (dicetak ditempat pekerjaan)

c. Menurut arah beban yang bekerja dapat dibagi menjadi 2 macam yaitu:

1. Tiang tekan (pada bangunan umumnya)
2. Tiang tarik (pondasi pada tower)

d. Menurut daya dukung tanahnya dibagi menjadi 3 macam yaitu:

1. *End bearing pile* (tiang pancang tumpuan ujung)
2. *Friction pile* (tiang pancang geser)
3. *Combined bearing pile* (tiang pancang kombinasi antara tumpuan ujung dan geser/lekatan)



### **2.4.3 Penggunaan Pondasi Tiang Pancang**

Adapun keuntungan dan kerugian pemakaian pondasi tiang pancang, yaitu:

Keuntungan :

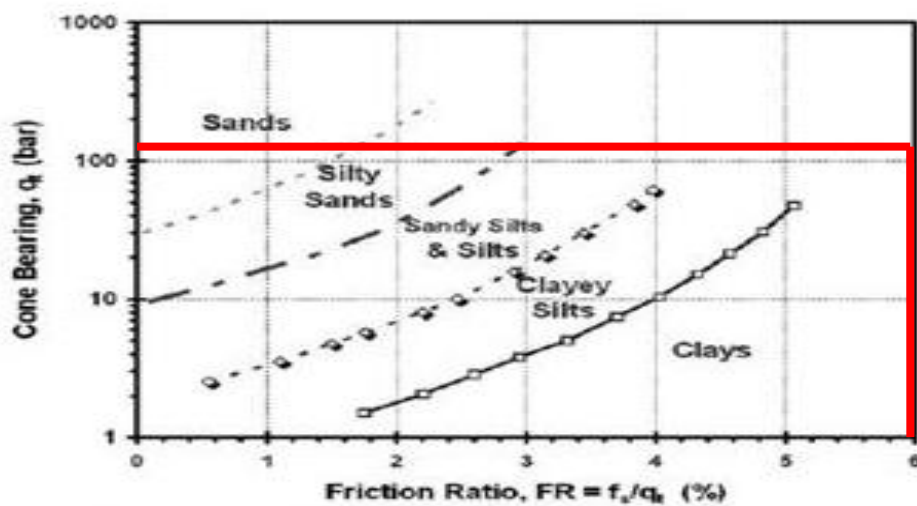
1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler

Kerugian :

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Tiang kadang-kadang rusak akibat pemancangan
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar
4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan disekitarnya
5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang

## 2.5 CPT (*Cone Penetration Test*)

Uji sondir ini menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan (stratifikasi) tanah, karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung ( $q_c$ ) dan gesekan selimut ( $f_s$ ). Aplikasi desain pondasi tiang berdasarkan uji sondir lebih bersifat langsung (Schmertmann & Nottingham, 1975; metode LCPC, 1991) tanpa memerlukan perhitungan parameter tanah terlebih dahulu.



**Gambar 2.5 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Sondir**

(Robertson dan Campanella, 1983)

**Tabel 2.1 Data Sondir**

Nomor Titik	Kedalaman (m)	$q_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fr (%)	Jenis Tanah
1	7,8	150	6,67	Lempung

## **2.6 Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Hasil CPT**

**(Metode Schmertmann-Nottingham, 1975)**

Schmertmann dan Nottingham menganjurkan perhitungan daya dukung ujung pondasi tiang mengikuti cara Begeman, yaitu dengan meninjau perlawanan ujung sondir hingga jarak 8D diatas ujung tiang dan dari 0,7D hingga 4D dibawah ujung tiang dengan D adalah diameter atau sisi tiang, sehingga:

### **2.6.1 Daya Dukung Ujung Ultimit Tiang ( $Q_p$ )**

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

Dimana:

$Q_p$  = Daya dukung ujung ultimit tiang (kg)

$q_{c1}$  = Nilai  $q_c$  rata-rata pada 0,7D – 4D dibawah ujung tiang  
(kg/cm<sup>2</sup>)

$q_{c2}$  = Nilai  $q_c$  rata-rata dari ujung tiang hingga 8D diatas ujung tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_p$  = Luas proyeksi penampang tiang (cm<sup>2</sup>)

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

### **2.6.2 Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ )**

$$Q_s = p \cdot F_s$$

Dimana:

$Q_s$  = Daya dukung selimut tiang (kg)

$p$  = Keliling tiang  $\pi D$  (cm)

$F_s$  = Jumlah hambatan lekat pada kedalaman tertentu (kg/cm)

### 2.6.3 Daya Dukung Total ( $Q_u$ )

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$Q_p$  = Daya dukung ujung ultimit tiang (kg)

$Q_s$  = Daya dukung selimut tiang (kg)

### 2.6.4 Daya Dukung Ijin Tiang ( $Q_a$ )

Penentuan daya dukung ijin ( $Q_a$  atau  $Q_{all}$ ) dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan atau dengan menggunakan anjuran Tomlinson sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5}$$

Pengambilan faktor keamanan (FK) untuk  $Q_s$  lebih rendah daripada keamanan untuk  $Q_p$  karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan  $FK = 2,5$  baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung ujung tiang pancang.

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

### 2.6.5 Daya Dukung Pondasi Kelompok Tiang

- a. Menentukan jumlah tiang dalam satu *pilecap* dinyatakan dalam persamaan:

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang

P = Beban yang bekerja (kg)

$Q_a$  = Daya dukung pondasi yang diijinkan (kg)

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 54)

- b. Menentukan daya dukung kelompok tiang

$$Q_{pg} = E_g \times n_{tiang} \times Q_a$$

Dimana :

$Q_{pg}$  = Daya dukung kelompok tiang

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$n_{tiang}$  = Jumlah tiang

$Q_a$  = Daya dukung ijin tiang

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76)

- c. Jarak tiang Pondasi yang dirumuskan sebagai berikut:

$$S = \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m+n-2}$$

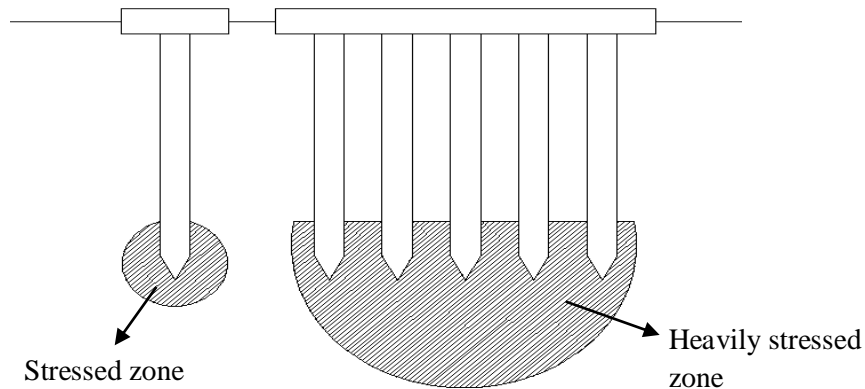
(Sumber : Bowles, Foundation Analysis and Design. 1982 : 674)

Kebanyakan peraturan bangunan menyatakan jarak minimum antara tiang sebesar 2 kali diameter sedangkan jarak optimal antara tiang umumnya adalah antara 2,5 – 3 kali diameter, yang kemudian dapat didasarkan pada ketentuan sebagai berikut:

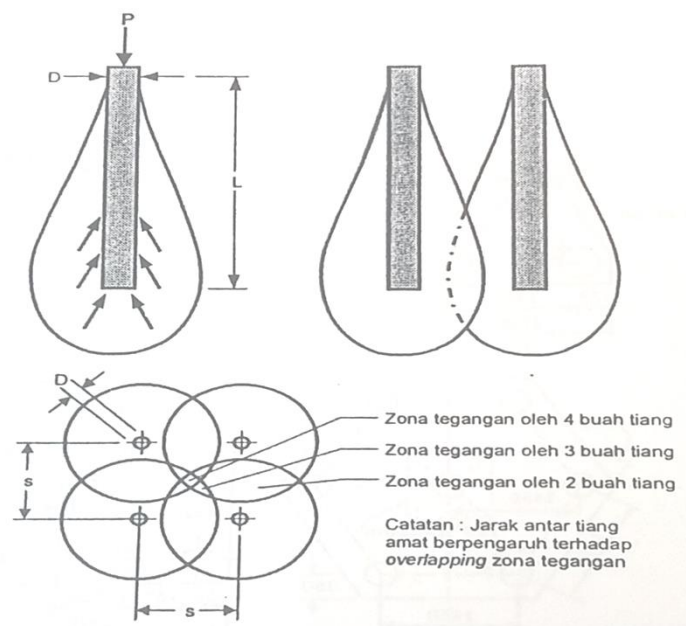
1. Jika  $S > 3.D$ , daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh daya dukung tiang ( $Eg \geq 1$ )
2. Jika  $2,5 \leq S \leq 3.D$ , maka gunakan formula efisiensi yang ada. ( $Eg < 1$ )

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77)

Dalam sistem kelompok tiang, baik pada ujung maupun pada keliling tiang akan terjadi *overlapping* (tumpang tindih) pada daerah yang mengalami tegangan akibat beban kerja struktur sehingga menimbulkan daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang. Daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang atau yang kemudian disebut *overlapping* zona tegangan di sekitar tiang ini bergantung pada jarak antar tiang dimana jarak antar tiang yang memadai diantara tiang akan mereduksi tumpang tindih dari banyaknya tiang yang memberi kontribusi kepada tiap daerah.



**Gambar 2.6 Tegangan di bawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang**



**Gambar 2.7 Ilustrasi *Overlapping* Zona Tegangan di sekitar Kelompok Tiang**

Pada tiang gesekan (pondasi tiang pada tanah lempung atau pasir lepas) maka *overlapping* akan terjadi disekitar tiang yang akan mempengaruhi daya dukungnya. Karena jarak antara tiang tidak dapat dibuat terlalu besar (oleh alasan praktis) maka pengaruh kelompok tiang ini tidak dapat dihindarkan sehingga daya

dukung tiang dapat lebih kecil dari jumlah total daya dukung masing-masing tiang. *Overlapping* zona tegangan ini mempengaruhi antara satu tiang dan lainnya sehingga diperlukan perhitungan efisiensi kelompok tiang dalam berbagai formula.

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan/dirumuskan sebagai berikut:

$$E_g = \frac{\text{Daya Dukung Kelompok Tiang}}{\text{Jumlah Tiang} \times \text{Daya Dukung Tiang Tunggal}}$$

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya.

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76)

#### **2.6.6 Formula Sederhana**

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok).

$$E_g = \frac{2(m + n - 2)s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

Dimana :

m = Jumlah tiang pada deretan baris

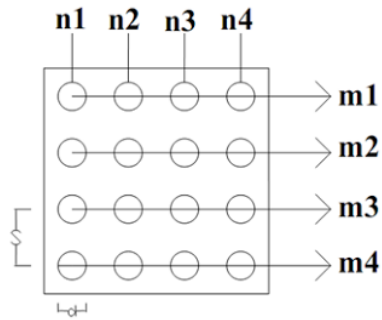
n = Jumlah tiang pada deretan kolom

s = Jarak antar tiang

D = Diameter tiang

p = Keliling dari penampang tiang





**Gambar 2.8 Baris Kelompok Tiang**

### 2.6.7 Formula Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{\theta(n-1).m + (m-1).n}{90 . m . n} \right]$$

Dimana :

$$\theta = \tan^{-1}(D/s) \dots \text{dalam derajat}$$

### 2.6.8 Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi . s . m . n} [m . (n-1) + (m-1) . (n-1)\sqrt{2}]$$

### 2.6.9 Formula Seiler-Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 . s . (m+n-2)}{(75 - s^2 - 7) . (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam meter.

### 2.6.10 Formula Feld

Dalam metode ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang sebesar 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah tegak lurus maupun dalam arah diagonal.

a. 2 tiang

$$Eg = 15/16 = 0,938$$

b. 3 tiang

$$Eg = 14/16 = 0,875$$

c. 4 tiang

$$Eg = 13/16 = 0,813$$

d. 6 tiang

$$Eg = \frac{4 \frac{13}{16} + 2 \frac{11}{16}}{6} = 0,771$$

e. 9 tiang

$$Eg = \frac{4 \frac{13}{16} + 6 \frac{11}{16} + 2 \frac{8}{16}}{12} = 0,698$$

f. 12 tiang

$$Eg = \frac{4 \frac{13}{16} + 4 \frac{11}{16} + \frac{8}{16}}{9} = 0,722$$

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77-78)

## 2.7 Daya Dukung Lateral Pondasi

Pondasi tiang harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horizontal atau lateral dengan memenuhi faktor aman terhadap ultimit dan defleksi yang terjadi akibat beban harus masih dalam batas toleransi.

### 2.7.1 Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Panjang

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot B}} \dots \text{(dalam satuan panjang)}$$

Dimana:

R = Faktor kekakuan

$E_p$  = Modulus elastisitas tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$I_p$  = Momen inersia tiang (m<sup>4</sup>)

$K_s$  = Modulus *subgrade* tanah dalam arah horizontal (ton/m<sup>3</sup>)

B = Diameter tiang (m)

**Tabel 2.2 Kriteria Jenis Perilaku Tiang**

Jenis Perilaku Tiang	Kriteria
Pendek (kaku)	$L \leq 2 R$
Panjang (elastis)	$L \geq 3,5 R$

### 2.7.2 Metode Broms

Gaya lateral untuk tiang panjang kepala tiang terjepit dan tanah kohesif

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{1,5 \cdot D + 0,5 \cdot x_o}$$

$$x_o = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot D}$$

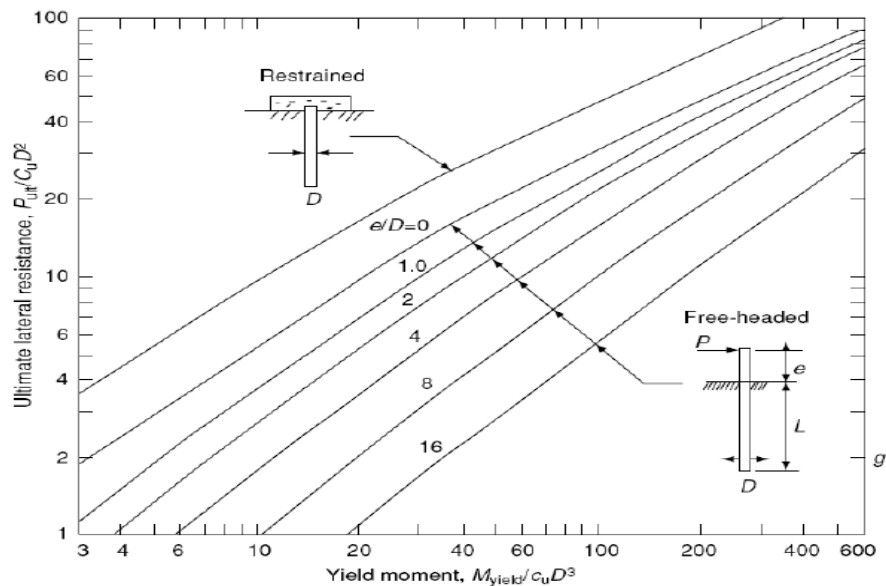
Dimana:

$M_u$  = Momen kapasitas ultimit dari penampang tiang

$D$  = Diameter tiang

$H_u$  = Beban lateral yang bekerja di kepala tiang

$X_o$  = Kedalaman dibawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang



**Gambar 2.9 Kapasitas Lateral Ultimit Tiang Panjang pada Tanah Kohesif**

(Sumber : Broms, 1964)

### 2.7.3 Daya Dukung Ijin Lateral Tiang

Penentuan daya dukung ijin dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$H_a = \frac{H_u}{FK}$$

Dimana :

$H_a$  = Daya dukung ijin tiang

$H_u$  = Daya dukung ultimit tiang

$FK$  = Faktor keamanan

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

Menurut Reese & O' Neil, 1989 menentukan faktor keamanan dapat dilihat dalam tabel berikut ini:

**Tabel 2.3 Faktor Aman Berdasarkan Klasifikasi Struktur**

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Keterangan:

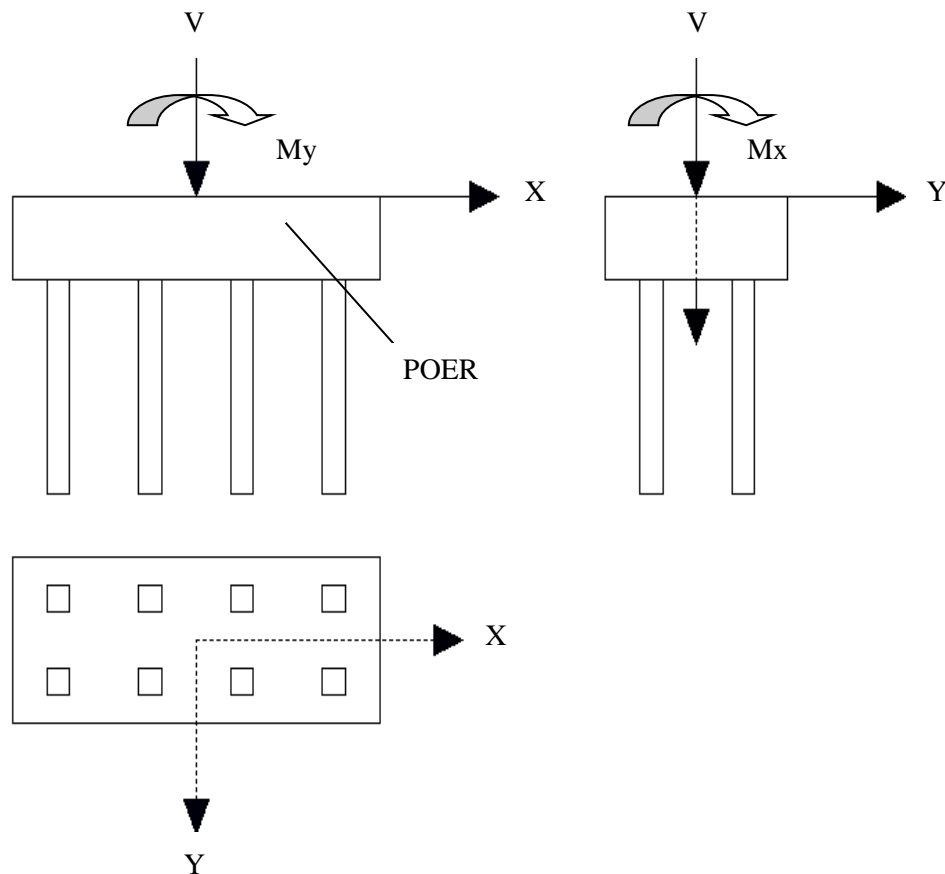
1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar dan lain-lain.

2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api yang memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.
4. Kontrol baik : kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan profesional terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi dilaksanakan secara ketat.
5. Kontrol normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi diatas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
6. Kontrol kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

## **2.8 Perencanaan Pilecap**

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu ketompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja ini akan didistribusikan ke *pilecap* dan ke tompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pilecap* kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pilecap* melengkung atau deformasi.



**Gambar 2.10 Skema Pondasi Tiang Kelompok**

$$P_{\max} = \frac{Pu}{n} \pm \frac{My \cdot X_{\max}}{ny \cdot \sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \sum y^2}$$

Dimana:

$P_{\max}$  = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi (kg)

$P_u$  = Jumlah total beban normal / gaya aksial (kg)

$n$  = Jumlah pondasi

$M_y$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y (kgm)

$X_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu x  
(m)

$n_y$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y (buah)

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis tiang ( $m^2$ )

$M_x$  = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x (kgm)

$Y_{max}$  = Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu y  
(m)

$n_x$  = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x (buah)

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat tiang ( $m^2$ )

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan atau tarik bila ada.

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 57-58)

### 2.8.1 Kontrol Geser Pons *Pilecap*

$$1. \phi V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} x \frac{\sqrt{f'c'}}{3} x b_o x d$$

$$2. \phi V_c = \frac{1}{12} x \left( \frac{\alpha_s x d}{b_o} + \sqrt{f'c'} \right) x b_o x d$$

$$3. \phi V_c = \frac{\sqrt{f'c'}}{3} x b_o x d$$

Dimana :



- d = Tinggi efektif
- bo = bidang kritis geser pons
- c = lebar bidang
- $\beta_c$  = perbandingan sisi panjang dan pendek kolom
- $\alpha_s$  = 40 (jika termasuk kolom dalam)  
30 (jika termasuk kolom tepi)

### 2.8.2 Penulangan *Pilecap*

1. Momen nominal (Mn)

$$M_n = M_u / \phi$$

2. Tinggi efektif *pilecap* (d)

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{Diameter tulangan}$$

3. Koefisien kapasitas penampang (Rn)

$$R_n = M_n / b \times d^2$$

4.  $m = f_y / 0,85 \times f'_c$

$$5. \rho_b = 0,85 \left( \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$6. \rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$7. \rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$8. \rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$9. A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$$

$$10. n = A_{S_{\text{perlu}}} / \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$11. s = b - (2 \times \text{selimut beton}) / n - 1$$

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1 Analisa Pembebanan**

Konstruksi pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari:

##### **3.1.1 Beban Mati**

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3, Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan lain termasuk berat keran. Beban mati yang bekerja pada struktur bangunan ini berupa beban yang berasal dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan antara lain adalah sebagai berikut :

- Beban struktur beton bertulang ( beban sendiri ) =  $2400 \text{ Kg/m}^3$
- Beban pasangan dinding =  $1700 \text{ Kg/m}^3$
- Berat spesi per cm tebal =  $21 \text{ Kg/m}^2$
- Berat penutup lantai per cm tebal =  $24 \text{ Kg/m}^2$

Analisis pembebanan struktur portal menggunakan beban-beban berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG-1983)

Menurut SNI 2847-2013 pasal 8.12.2, lebar plat efektif yang diperhitungkan bekerjasama dengan rangka menahan momen lentur ditentukan sebagai berikut :

a) Jika balok mempunyai plat 2 sisi

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

- $b_{eff} < \frac{1}{4}$  dari panjang bentang balok
- $b_{eff} < b_w + (8 \times hf_{kiri}) + (8 \times hf_{kanan})$
- $b_{eff} < b_w + \frac{1}{2}$  jarak bersih ke badan di sebelahnya.

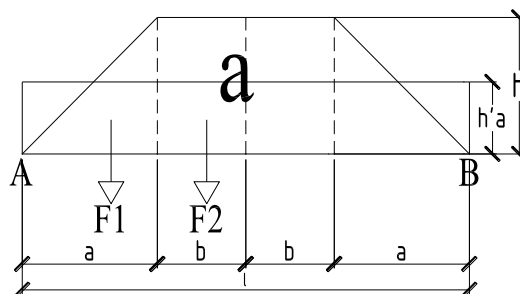
b) Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

Lebar efektif diambil dari nilai terkecil dari :

- $b_{eff} < \frac{1}{12}$  dari panjang bentang balok
- $b_{eff} < b_w + (6 \times hf_{kiri}) + (6 \times hf_{kanan})$
- $b_{eff} < b_w + \frac{1}{2}$  jarak bersih ke badan di sebelahnya.

## Perataan Beban

### a. Perataan Beban Tipe 1



**Gambar 3.1 Contoh Perataan Beban Tipe 1**

$$F1 = \frac{1}{2} x a x h$$

$$F2 = b x h$$

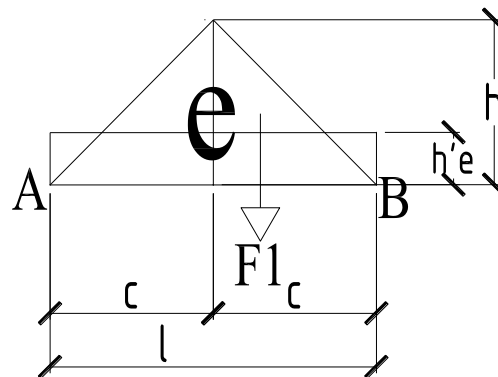
$$RA = RB = F1 + F2$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$M_{max1} = \frac{1}{8} x h' a x l^2$$

$$M_{max2} = RA.x - F1 . (x + \frac{1}{3} x) - F2 . \frac{1}{2} x$$

**b. Perataan Beban Tipe 2**



**Gambar 3.2 Contoh Perataan Beban Tipe 2**

$$F1 = F2 = \frac{1}{2} x a x h$$

$$RA = RB = F1 + F2$$

$$M_{max1} = M_{max2}$$

$$M_{max1} = \frac{1}{8} x h' a x l^2$$

$$M_{max2} = RA.x - F1 . \frac{1}{3} x$$

### 3.1.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 4, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi, seperti beban air hujan, beban gempa, beban banjir.

Beban hidup yang diperlukan/digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung,

Beban hidup gedung yang adalah beban yang bekerja pada gedung yang diakibatkan oleh:

- Beban akibat aktifitas penghuni gedung
- Selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghuni.

### 3.1.3 Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau dengan menggunakan SNI 1726 : 2012. Fungsi *response spectrum* ditetapkan sesuai peta wilayah gempa sebagaimana ketentuan dalam SNI 03-1726-2012, serta mempertimbangkan kondisi tanah dilokasi rencana struktur bangunan.

Parameter-parameter perhitungan gaya gempa berupa *base shear* mengacu pada ketentuan yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2012.

Beban gempa yang dianalisis menggunakan analisis statistik ekuivalen adalah sebagai berikut:

**a. Menentukan Kategori Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan**

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 3.2

**Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan Kategori Risiko	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan ; Rumah toko dan Rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya,</p>	III

bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-Bangunan monumental - Gedung sekolah dan Fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki	IV

Sumber : SNI 1726 – 2012

**Tabel 3.2 Faktor Keamanan Gempa**

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I dan II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726 – 2012

**b. Menentukan Parameter Percepatan Gempa ( $S_s$ ,  $S_1$ )**

Parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek  $S_s$  dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik  $S_1$ ) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dalam beberapa kelas situs yakni SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan linak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak) dan SF (tanah khusus).







**c. Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ )**

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $SMS$ ) dan perioda 1 detik ( $SMI$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{ms} = F_a \times S_s$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1$$

Dimana :

$S_s$  : parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda pendek;  $S_1$  : Parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

**Tabel 3.3 Koefisien Situs ( $F_a$ )**

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik ( $S_s$ )				
Situs	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi
- b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

**Tabel 3.4 Koefisien Situs ( $F_v$ )**

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik ( $S_1$ )				
Situs	$S_s \leq 1$	$S_s \leq 2$	$S_s \leq 3$	$S_s \leq 4$	$S_s \leq 5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	$SS^b$				

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_I$  dapat dilakukan interpolasi
- b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek SDS dan pada perioda 1 detik SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

#### **d. Menentukan Spektrum Respons Desain**

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 3.5 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$  , spektrum respons percepatan desain  $S_a$  harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $SDS$  ;

Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$  spektrum respons percepatan desain ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan,

$SDS$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

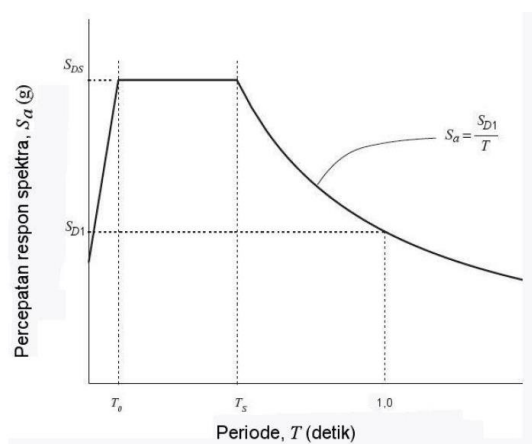
$SD1$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  : Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Berikut adalah grafik respons desain



**Gambar 3.5 Grafik Spektrum Respons Desain**

**e. Menentukan Kategori Desain Seismik**

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik  $SI$  lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik  $SI$  lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya,  $SDS$  dan  $SDI$ . Masing- masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 3.3 atau 3.4, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur ( $T$ ). Apabila lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 3.3 saja, dimana berlaku semua ketentuan di bawah :

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur ( $T_a$ ) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 (SNI 1726 :2012) adalah kurang dari 0,8  $T_s$
2. Pada masing-masing dua arah orthogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari  $T_s$ .

3. Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan di pasal 7.3.1 (SNI 1726 : 2012) atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

**Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons**

**Percepatan pada Perioda Pendek**

$S_{DS}$	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

**Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons**

**Percepatan pada Perioda 1 Detik**

$S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

**f. Batasan Perioda fundamental Struktur ( $T$ )**

Perioda fundamental struktur ( $T$ ), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel 3.7 dan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ). sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur ( $T$ ) diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan ( $T_a$ ). Perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_s = C_t \times h_n^x$$

Dengan,

$h_n$  : adalah ketinggian struktur (m) dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur

$C_t$  : ditentukan dari tabel 3.8

$x$  : ditentukan dari tabel 3.8

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

Dengan:

$C_u$  : ditentukan dari tabel 3.7

**Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung**

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik (SD1)	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

**Tabel 3.8 Nilai Parameter Perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $x$**

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka Baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

#### g. Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W$$

Dengan,

$C_s$  : Koefisien Respons Seismik

$W$  : Berat Seismik efektif

Koeisien respons seismik ( $C_s$ ) harus ditentukan sesuai dengan ;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e}$$

Dengan,

$S_{DS}$  : Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$R$  : Faktor modifikasi respons

$I_e$  : Faktor keutamaan gempa dalam tabel 3.2

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi kuat berikut ini :

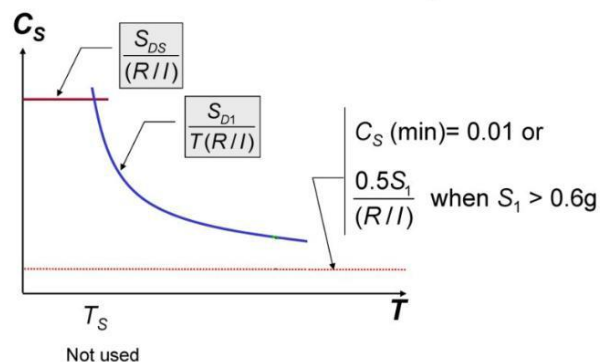
$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \times R/I_e}$$

Dan  $C_s$  harus tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

### Equivalent Lateral Force Procedure

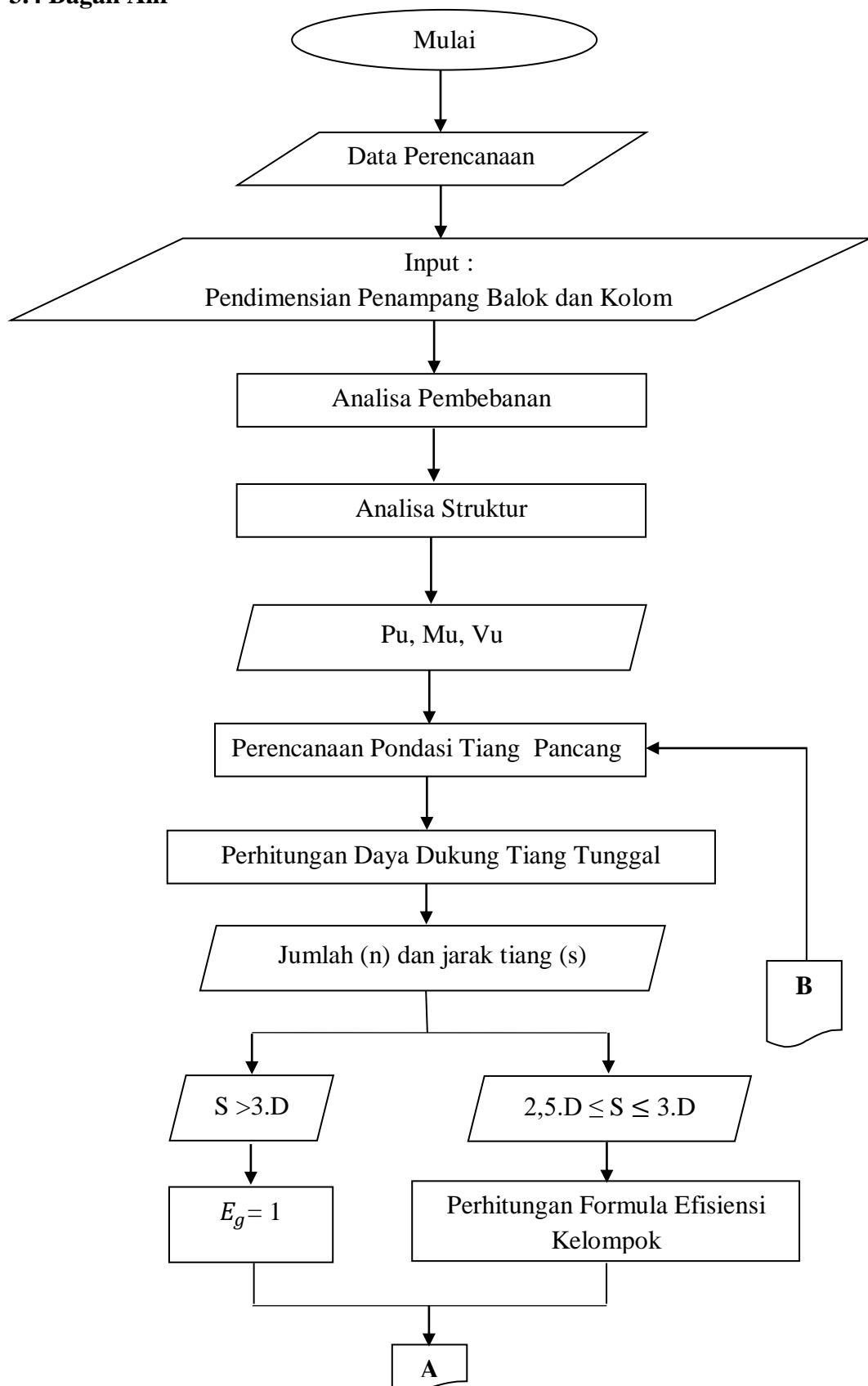
Determine Base Shear:  $V = C_s W$

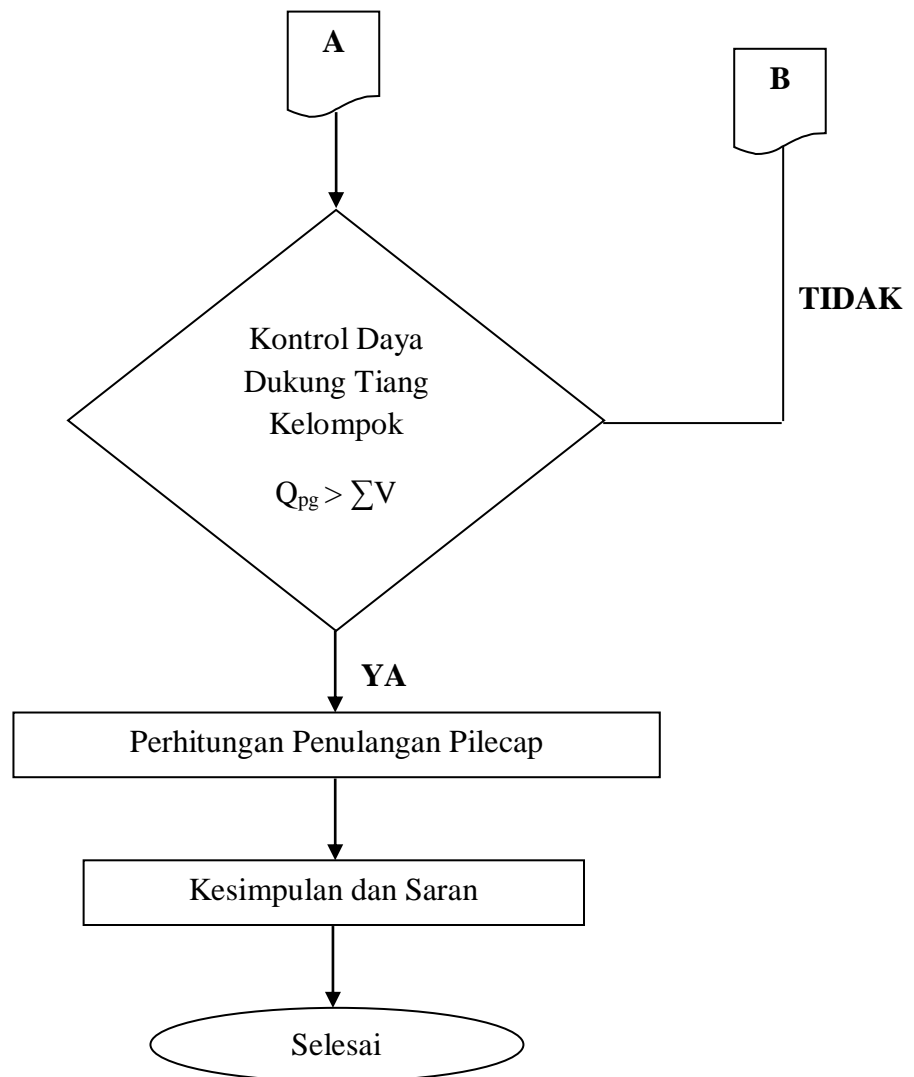


**Gambar 3.6 Grafik Perhitungan Geser Dasar Seismik**



### 3.4 Bagan Alir





## BAB IV

### ANALISA STRUKTUR

#### 4.1 Data - Data Perencanaan

##### 4.1.1 Data Bangunan

- Nama gedung	=	IGD RSUD Kanjuruhan Malang
- Lokasi gedung	=	Kanjuruhan - Malang
- Fungsi bangunan	=	Rumah sakit
- Jumlah lantai	=	4 + Atap
- Bentang memanjang	=	20.00 m
- Bentang melintang	=	15.00 m
- Luas bangunan	=	300.00 m <sup>2</sup>
- Tinggi bangunan	=	16.50 m
- Tinggi per lantai		
Lantai 1 ke lantai 2	=	4.50 m
Lantai 2 ke lantai 3	=	4.00 m
Lantai 3 ke lantai 4	=	4.00 m
Lantai 4	=	4.00 m +
Total tinggi bangunan	=	16.50 m

##### 4.1.2 Data Material

Dalam perencanaan ini gedung, mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Peraturan Perencanaan Dasar
  - a SNI 1726 : 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
  - b SNI 2847 : 2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
  - c SNI 1727 : 2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
  - d PPPURG : 1987, Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
2. Kuat Tekan Beton ( $f_c'$ ) : 25.00 MPa
3. Tegangan Leleh Tulangan ( $f_y$ ) : 320.00 MPa

#### 4. Pembebanan

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur dan beban lateral akibat gempa.

- Kode pembebanan adalah sebagai berikut:
  - Beban mati (Dead) : D
  - Beban hidup (Live) : L
  - Beban gempa : E
- Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan PPPURG 1987 diambil sebagai berikut:
  - Beton bertulang : 2400 Kg/m<sup>3</sup>
  - Berat batu bata : 1700 Kg/m<sup>3</sup>
  - Beton ( bukan pengisi ) : 2200 Kg/m<sup>3</sup>
  - Semen (adukan/cm tebal) : 21 Kg/m<sup>2</sup>
  - Penutup lantai (adukan/cm tebal) : 24 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan brosur diambil sebagai berikut:
  - Berat plafon gypsum : 5.5 Kg/m<sup>2</sup> (Jayaboard)
  - Berat penggantung galvalum : 11.304 Kg/m<sup>2</sup> (Kencana)
  - Berat Equipment : 35 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup yang direncanakan sesuai dengan SNI 1727: 2013 adalah sebagai berikut:
  - Beban hidup bangunan (rumah sakit) : 192 Kg/m<sup>2</sup>
  - Beban hidup plat atap : 96 Kg/m<sup>2</sup>
- Dimensi yang Dipakai
  - Dimensi Balok
    - 1. Balok B1 ; b = 20 cm h = 40 cm
    - 2. Balok B2 ; b = 30 cm h = 70 cm
    - 3. Balok B3 ; b = 20 cm h = 30 cm
  - Dimensi Kolom
    - 1. Kolom K1 ; b = 40 cm h = 40 cm
  - Dimensi Plat
    - 1. Plat S1 ; tebal = 13 cm = 0.13 m

## 4.2 Perhitungan Pembebanan

- Input dimensi balok, kolom dan plat lantai sesuai dengan proyek
- Perataan beban plat dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri plat dan balok dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri kolom akan dihitung menggunakan ETABS

### 4.2.1 Perhitungan Beban Kolom

- Lantai 1

#### • Kolom K1

Beban mati (qd)

Dimensi b : 40 cm ; h: 40 cm ; t: 450 cm

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj. beton bertulang} \\ &= 0.4 \times 0.4 \times 4.5 \times 2400 \\ &= 1728 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Lantai 2 - 4

#### • Kolom K1

Beban mati (qd)

Dimensi b : 40 cm ; h: 40 cm ; t: 400 cm

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj. beton bertulang} \\ &= 0.4 \times 0.4 \times 4 \times 2400 \\ &= 1536 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Lantai 1 - 4

#### · Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri plat} &= 0.13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Berat spesi ( tebal 4 cm )} &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Penutup lantai (keramik)} &= 1 \times 24 \text{ Kg/m}^2 = 24 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Berat plafon gypsum (9mm)} &= 1 \times 5.5 \text{ Kg/m}^2 = 5.5 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Berat penggantung galvalum} &= 1 \times 11.304 \text{ Kg/m}^2 = 11.304 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Berat equipment} &= 1 \times 35 \text{ Kg/m}^2 = 35 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{qd} &= 472 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

#### · Beban hidup (ql)

$$\text{Lantai rumah sakit} = \text{ql} = 192 \text{ Kg/m}^2$$

- Lantai Atap

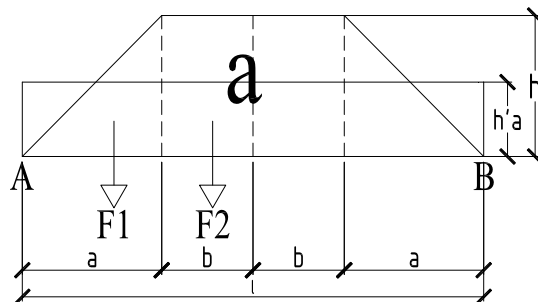
- Beban mati (qd)
  - Berat sendiri plat  $= 0.13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2$
  - Berat spesi ( tebal 4 cm )  $= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2$
  - Berat plafon gypsum  $= 1 \times 5.5 \text{ Kg/m}^2 = 5.5 \text{ Kg/m}^2$
  - Berat penggantung galvalum  $= 1 \times 11.304 \text{ Kg/m}^2 = 11.304 \text{ Kg/m}^2$
  - Berat equipment  $= 1 \times 35 \text{ Kg/m}^2 = 35 \text{ Kg/m}^2$
  - qd  $= 448 \text{ Kg/m}^2$
- Beban hidup (ql)
  - Lantai plat  $= \text{ql} = 96 \text{ Kg/m}^2$

#### 4.2.2 Perhitungan Perataan Beban Plat

Contoh perhitungan perataan beban

##### 1. Perataan Beban Tipe a

- a = 1.50 m
- b = 0.50 m
- l = 4.00 m
- h = 1.50 m



**Gambar 4.1 Perataan Beban Tipe a**

$$\begin{aligned}
 F1 &= \frac{1}{2} \times a \times h \\
 &= 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 1.13 \text{ m}^2 \\
 F2 &= b \times h \\
 &= 0.5 \times 1.5 = 0.75 \text{ m}^2 \\
 RA &= RB = F1 + F2 = 1.125 \text{ m}^2 + 0.75 \text{ m}^2 \\
 &= 1.875 \text{ m}^2 \\
 M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \cdot h'a \cdot l^2
 \end{aligned}$$

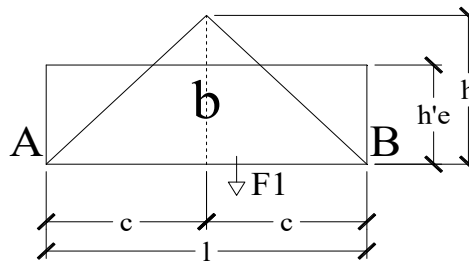
$$\begin{aligned}
&= 0.13 \cdot h'a \cdot 16.00 \\
&= 2.00 \cdot h'a \\
M_{\max 2} &= (R_A \cdot (a + b)) - (F_1 (b + 1/3 a)) - (F_2 \cdot 1/2 \cdot b) \\
&= (1.875 \cdot 2.000) - (1.125 (0.500 + 0.500)) \\
&\quad - (0.750 \cdot 1/2 \cdot 0.500) \\
&= 2.438 \\
M_{\max 1} &= M_{\max 2} \\
2 \cdot h'a &= 2.438 \\
h'a &= 1.219 < 1.5 \quad (\text{OK})
\end{aligned}$$

## 2. Perataan Beban Tipe b

$$c : 2.00 \text{ m}$$

$$l : 4.00 \text{ m}$$

$$h : 2.00 \text{ m}$$



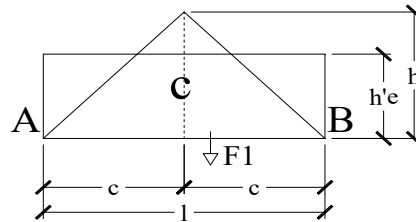
**Gambar 4.2 Perataan Beban Tipe b**

$$\begin{aligned}
F_1 &= 1/2 \cdot c \cdot h \\
&= 0.5 \cdot 2.00 \cdot 2 = 2.00 \text{ m}^2 \\
R_A &= R_B = F_1 = 2.00 \text{ m}^2 \\
M_{\max 1} &= 1/8 \cdot h'e \cdot l^2 \\
&= 0.13 \cdot h'e \cdot 16 \\
&= 2.00 \cdot h'e \\
M_{\max 2} &= (R_A \cdot c) - (F_1 \cdot 1/3 \cdot c) \\
&= (2.00 \cdot 2.00) - (2.00 \cdot 1/3 \cdot 2.00) \\
&= 4.00 - 1.333 \\
&= 2.667
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= M_{\max 2} \\
 2.00 \cdot h'e &= 2.667 \\
 h'e &= 1.333 < 2 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

### 3. Perataan Beban Tipe c

$$\begin{aligned}
 c &: 1.50 \\
 l &: 3.00 \\
 h &: 1.50
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.3 Perataan Beban Tipe c**

$$\begin{aligned}
 F1 &= 1/2 \cdot c \cdot h \\
 &= 0.5 \cdot 1.50 \cdot 1.50 = 1.125 \text{ m}^2 \\
 R_A &= R_B = F1 = 1.125 \text{ m}^2 \\
 M_{\max 1} &= 1/8 \cdot h'e \cdot l^2 \\
 &= 0.13 \cdot h'e \cdot 9.00 \\
 &= 1.125 \cdot h'e \\
 M_{\max 2} &= (R_A \cdot c) - (F1 \cdot 1/3 \cdot c) \\
 &= (1.125 \cdot 1.50) - (1.125 \cdot 1/3 \cdot 1.50) \\
 &= 1.69 - 0.5625 \\
 &= 1.125 \\
 M_{\max 1} &= M_{\max 2} \\
 1.125 \cdot h'e &= 1.125 \\
 h'e &= 1.00 < 1.50 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$



### 4.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok

#### 4.2.3.1 Perhitungan Pembebanan Balok Memanjang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

##### • Lantai 2

$$\text{Tinggi dinding} = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal plat} = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Bj beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bj batu bata} = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bs. plat} = 472 \text{ Kg/m}^2$$

##### As A

→ Balok B1 grid 1-2=2-3=3-4=4-5

$$\text{Balok B1 ; dimensi : } b = 20 \text{ cm dan } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe balok} = \text{Balok L}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= [(b \times (h \text{ balok} - h \text{ plat})) \times \text{bj beton bertulang}] \\ &= [(0.20 \times (0.4 - 0.13)) \times 2400] \\ &= 129.6 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= (\text{tinggi dinding} - \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu bata} \\ &= (4.50 - 0.4) \times 0.15 \times 1700 = 1045.5 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= \text{perataan tipe a} \times \text{bs. plat} \\ &= 1.219 \times 472 = 575.01 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= \text{berat sendiri} + \text{dinding} + \text{plat} \\ &= 129.60 + 1045.5 + 575.01 = 1750.1 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

→ Balok B1 grid 5-6

$$\text{Balok B1 ; dimensi : } b = 20 \text{ cm dan } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe balok} = \text{Balok L}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= [(b \times (h \text{ balok} - h \text{ plat})) \times \text{bj beton bertulang}] \\ &= [(0.20 \times (0.4 - 0.13)) \times 2400] \\ &= 129.6 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat dinding} = (\text{tinggi dinding} - \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu bata}$$

$$= (4.50 - 0.4) \times 0.15 \times 1700 = 1045.5 \text{ Kg/m}$$

q.total = berat sendiri + dinding

$$= 129.60 + 1045.5 = 1175.1 \text{ Kg/m}$$

**Tabel 4.1 Beban Balok Memanjang Lantai 2**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	As E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	20 x 40	b = 1.333	129.6	1045.5	629	1804.17
2	As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5	30 x 70	a + b = 2.552	410.4	-	1204	1614
3	As B / Grid 5-6	30 x 70	b = 1.333	410.4	969	629	2008.47
4	As C & D / Grid 1-2=As C / Grid 2-3=4-5=5-6	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	969	1258	2637.54
5	As C & D / Grid 3-4=As D' / Grid 2-3=4-5=5-6	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	-	1258	1669

• **Lantai 3 dan 4**

Tinggi dinding = 4.0 m

Tebal plat = 0.13 m

Bj beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj batu bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. plat = 472 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabel 4.2 Beban Balok Memanjang Lantai 3 dan 4**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	As A / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5	20 x 40	a = 1.219	129.6	918	575	1622.61
2	As A / Grid 5-6	20 x 40	-	129.6	918	-	1047.60
3	As E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	20 x 40	b = 1.333	129.6	918	629	1676.67
4	As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5	30 x 70	a + b = 2.552	410.4	-	1204	1614
5	As B / Grid 5-6	30 x 70	b = 1.333	410.4	841.5	629	1880.97

6	As C & D / Grid 1-2=As C / Grid 2-3=4-5=5-6	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	841.5	1258	2510.04
7	As C & D / Grid 3-4=As D / Grid 2-3=4-5=5-6	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	-	1258	1669

• **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0.30 m

Tebal plat = 0.13 m

Bj beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj batu bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. plat = 448 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabel 4.3 Beban Balok Memanjang Lantai Atap**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	As A / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	20 x 30	a = 1.219	81.6	76.5	546	703.86
2	As E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	20 x 30	b = 1.333	81.6	76.5	597	755.17
3	As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	20 x 30	a + b = 2.552	81.6	-	1143	1224
4	As C & D / Grid 1-2=As C / Grid 2-3=4-5=5-6	20 x 30	b + b = 2.667	81.6	76.5	1194	1352.24
5	As C & D / Grid 3-4=As D / Grid 2-3=4-5=5-6	20 x 30	b + b = 2.667	81.6	-	1194	1276

#### 4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan Balok Melintang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

##### • Lantai 2

Tinggi dinding = 4.5 m

Tebal plat = 0.13 m

Bj beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj batu bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. plat = 472 Kg/m<sup>2</sup>

##### Grid 1

→ Balok B1 As A-B

Balok B1 ; dimensi : b= 20 cm dan h= 40 cm

Tipe balok = Balok L

Berat sendiri balok = [(b x (hbalok-hplat)) x bj beton bertulang]  
 = [(0.20 . (0.4 - 0.13)) x 2400 ]  
 = 129.6 Kg/m

Berat dinding = (tinggi dinding - tinggi balok ) x tebal x bj batu bata  
 = (4.50 - 0.4 ) x 0.15 x 1700 = 1045.5 Kg/m

Berat plat = perataan tipe c x bs. plat  
 = 1.000 x 472 = 471.80 Kg/m

q.total = berat sendiri + dinding + plat  
 = 129.60 + 1045.5 + 471.8 = 1646.9 Kg/m

**Tabel 4.4 Beban Balok Melintang Lantai 2**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	Grid 1 / As B-C=C-D=D-E	20 x 40	b = 1.333	129.6	1045.5	629	1804.17
2	Grid 6 / As A-B	20 x 40	-	129.6	1045.5	-	1175.10
3	Grid 6 / As B-C=C-D=D-E	20 x 40	b = 1.333	129.6	1045.5	629	1804.172

4	Grid 2, 3 & 4 / As A-B	30 x 70	c + c = 2	410.4	-	944	1354
5	Grid 5 / As A-B	30 x 70	c = 1	410.4	-	472	882
6	Grid 2 / As C-D= Grid 5 / As B-C	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	646	1258	2314.544
7	Grid 3 & 4 / As B- C=C-D=D-E= Grid 2 / As B-C=D-E=Grid 5 / As C-D=D-E	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	-	1258	1669

• **Lantai 3 dan 4**

Tinggi dinding = 4.0 m

Tebal plat = 0.13 m

Bj beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj batu bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. plat = 472 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabel 4.5 Beban Balok Melintang Lantai 3 dan 4**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	Grid 1 / As A-B	20 x 40	c = 1	129.6	918	472	1519.40
2	Grid 1 & 6 / As B- C=C-D=D-E	20 x 40	b = 1.333	129.6	918	629	1676.67
3	Grid 6 / As A-B	20 x 40	-	129.6	918	-	1047.60
4	Grid 2, 3 & 4 / As A-B	30 x 70	c + c = 2	410.4	-	944	1354
5	Grid 5 / As A-B	30 x 70	c = 1	410.4	-	472	882
6	Grid 2 / As C-D= Grid 5 / As B-C	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	561	1258	2229.544
7	Grid 3 & 4 / As B- C=C-D=D-E= Grid 2 / As B-C=D-E=Grid 5 / As C-D=D-E	30 x 70	b + b = 2.667	410.4	-	1258	1669

- **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0.30 m

Tebal plat = 0.13 m

Bj beton bertulang = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Bj batu bata = 1700 Kg/m<sup>3</sup>

Bs. plat = 448 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabel 4.6 Beban Balok Melintang Lantai Atap**

No	Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
1	Grid 1 & 6 / As A-B	20 x 30	c = 1	81.6	76.5	448	605.90
2	Grid 1 & 6 / As B- C=C-D=D-E	20 x 30	b = 1.333	81.6	76.5	597	755.17
3	Grid 2, 3, 4 & 5 / As A-B	20 x 30	c + c = 2	81.6	-	896	977
4	Grid 2' / As C-D= Grid 5' / As B-C	20 x 30	b + b = 2.667	81.6	51	1194	1326.744
5	Grid 3 & 4' / As B- C=C-D=D-E= Grid 2' / As B-C=D-E=Grid 5' / As C-D=D-E	20 x 30	b + b = 2.667	81.6	-	1194	1276

#### 4.2.4 Perhitungan b Efektif

##### 4.2.4.1 Perhitungan b Efektif Balok Memanjang

- **Balok L**

- **Tipe 1**

Balok B1 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 2-4 As A & E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

Panjang Balok (L) = 4 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $4 - (0.10 + 0.10) = 3.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 4 = 0.533 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0.2 + 1.900 = 2.10 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0.533 m (diambil nilai terkecil)

- **Tipe 2**

Balok B3 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai Atap As A & E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

Panjang Balok (L) = 3 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$   
=  $3 - (0.10 + 0.10) = 2.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 3 = 0.450 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$

$$\leq 0.2 + 1.400 = 1.60 \text{ m}$$

Jadi, b efektif = 0.450 m (diambil nilai terkecil)

# • **Balok T**

## – **Tipe A**

Balok B2 ; dimensi: b = 30 cm dan h = 70 cm

**Terletak di :**

-Lantai 2-4 As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$\begin{aligned} \text{Panjang Balok (L)} &= 4 \text{ m} \\ \text{Panjang sayap} &= 7 \text{ m} \\ \text{Tebal Plat} &= 0.13 \text{ m} \\ \text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 7 - (0.150 + 0.150) \\ &= 6.70 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0.25 \cdot 4 = 1.00 \text{ m} \\ b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\ &\leq 0.30 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13 \\ &\leq 2.38 \text{ m} \\ b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln + \frac{1}{2} \cdot Ln \\ &\leq 0.30 + 3.35 + 3.35 \\ &\leq 7 \text{ m} \end{aligned}$$

- b efektif diambil nilai terkecil = 1.00 m

## – **Tipe B**

Balok B2 ; dimensi: b = 30 cm dan h = 70 cm

**Terletak di :**

- Lantai 2-4 As C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$\begin{aligned} \text{Panjang Balok (L)} &= 3 \text{ m} \\ \text{Panjang sayap} &= 8 \text{ m} \\ \text{Tebal Plat} &= 0.13 \text{ m} \\ \text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 8 - (0.15 + 0.15) \end{aligned}$$



$$= 7.70 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0.25 \cdot 3 = 0.75 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0.30 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13$$

$$\leq 2.38 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0.30 + 3.85 + 3.85$$

$$\leq 8 \text{ m}$$

$$\text{- b efektif diambil nilai terkecil} = 0.75 \text{ m}$$

#### – Tipe C

Balok B2 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

**Terletak di :**

- Lantai Atap As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$\text{Panjang Balok (L)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sayap} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bersih balok ( } L_n \text{ )} = L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$$

$$= 7 - ( 0.10 + 0.10 )$$

$$= 6.80 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0.25 \cdot 4 = 1.00 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0.20 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13$$

$$\leq 2.28 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0.20 + 3.4 + 3.4$$

$$\leq 7 \text{ m}$$

$$\text{- b efektif diambil nilai terkecil} = 1.00 \text{ m}$$

#### – Tipe D

Balok B2 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

**Terletak di :**

- Lantai Atap As C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$\text{Panjang Balok (L)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sayap} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0.13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 8 - (0.10 + 0.10) \\ &= 7.80 \text{ m}\end{aligned}$$

**Perhitungan b efektif**

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0.25 \cdot 3 = 0.75 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}} \\ &\leq 0.20 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13 \\ &\leq 2.28 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n \\ &\leq 0.20 + 3.9 + 3.9 \\ &\leq 8 \text{ m}\end{aligned}$$

- b efektif diambil nilai terkecil = 0.75 m

#### 4.2.4.2 Perhitungan b Efektif Balok Melintang

- **Balok L**

- **Tipe 1**

Balok B1 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 2-4 Grid 1 & 6 / As A-B

Panjang Balok (L) = 3 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $3 - ( 0.10 + 0.10 ) = 2.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 3 = 0.45 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0.2 + 1.40 = 1.60 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0.45 m (diambil nilai terkecil)

- **Tipe 2**

Balok B1 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai 2-4 Grid 1 & 6 / As B-C=C-D=D-E

Panjang Balok (L) = 4 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $4 - ( 0.10 + 0.10 ) = 3.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 4 = 0.533 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0.2 + 1.900 = 2.10 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0.533 m (diambil nilai terkecil)

– **Tipe 3**

Balok B3 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai Atap Grid 1 & 6 / As A-B

Panjang Balok (L) = 3 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $3 - ( 0.10 + 0.10 ) = 2.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 3 = 0.45 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0.2 + 1.40 = 1.60 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0.45 m (diambil nilai terkecil)

– **Tipe 4**

Balok B3 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

Terletak di :

- Lantai Atap Grid 1 & 6 / As B-C=C-D=D-E

Panjang Balok (L) = 4 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih (Ln) =  $L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
=  $4 - ( 0.10 + 0.10 ) = 3.8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.2 + 0.08 \cdot 4 = 0.533 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 6 \cdot hf$   
 $\leq 0.2 + 6 \cdot 0.13 = 0.98 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$   
 $\leq 0.2 + 1.900 = 2.10 \text{ m}$

Jadi, b efektif = 0.533 m (diambil nilai terkecil)

• **Balok T**

– **Tipe A**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 30 \text{ cm}$  dan  $h = 70 \text{ cm}$

**Terletak di :**

-Lantai 2-4 Grid 2, 3, 4 & 5 / As A-B=B-C=C-D=D-E

Panjang Balok (L) = 8 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
 $= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
 $= 8 - ( 0.150 + 0.150 )$   
 $= 7.70 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.25 \cdot 8 = 2.00 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 8 \cdot hf.kanan + 8 \cdot hf.kiri$   
 $\leq 0.30 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13$   
 $\leq 2.38 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$   
 $\leq 0.30 + 3.85 + 3.85$   
 $\leq 8 \text{ m}$

- b efektif diambil nilai terkecil = 2.00 m

– **Tipe B**

Balok B2 ; dimensi:  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 30 \text{ cm}$

**Terletak di :**

-Lantai Atap Grid 2, 3, 4 & 5 / As A-B=B-C=C-D=D-E

Panjang Balok (L) = 8 m

Tebal Plat = 0.13 m

Panjang bersih balok (  $L_n$  )  
 $= L - ( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b )$   
 $= 8 - ( 0.10 + 0.10 )$   
 $= 7.80 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif  $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$   
 $\leq 0.25 \cdot 8 = 2.00 \text{ m}$

b efektif  $\leq b + 8 \cdot hf.kanan + 8 \cdot hf.kiri$

$$\begin{aligned}
 &\leq 0.20 + 8 \cdot 0.13 + 8 \cdot 0.13 \\
 &\leq 2.28 \text{ m} \\
 \text{b efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0.20 + 3.9 + 3.9 \\
 &\leq 8 \text{ m} \\
 \text{- b efektif diambil nilai terkecil} &= 2.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 4.2.5 Perhitungan Beban Hidup

### 4.2.5.1 Perhitungan Pembebanan Beban Hidup Balok Memanjang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan ditabelkan:

Lantai 2, 3 & 4

As A

→ Balok B1 grid 1-2=2-3=3-4=4-5

Balok B1 ; dimensi :  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

Tipe balok = Balok L

Koefisien reduksi = 0.5 (SNI 1727; 2013 pasal 4.7.2)

Beban hidup = perataan tipe a x beban hidup

$$= 1.219 \times 192 = 234 \text{ Kg/m}$$

**Tabel 4.7 Beban Hidup Balok Memanjang**

No	Jenis Balok / As	koef. reduksi	Perataan Beban ( m )	life load ( Kg/m )	Total beban hidup (Kg)
Lantai 2, 3 & 4					
1	B1 As A / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5	0.5	a = 1.219	192	117.00
2	B1 As A / Grid 5-6	0.5	-	192	96.00
3	B1 As E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	b = 1.333	192	128.00
4	B2 As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5	0.5	a + b = 2.552	192	245.00
5	B2 As B / Grid 5-6	0.5	b = 1.333	192	128.00
6	B2 As C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	b + b = 2.667	192	256.00
Lantai Atap					
7	B3 As A / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	a = 1.219	96	58.50
8	B3 As E / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	b = 1.333	96	64.00
9	B3 As B / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	a + b = 2.552	96	122.50
10	B3 As C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6	0.5	b + b = 2.667	96	128.00

#### 4.2.5.2 Perhitungan Pembebanan Beban Hidup Balok Melintang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan ditabelkan:

Lantai 2, 3 & 4

Grid 1 & 6

→ Balok B1 as A-B

Balok B1 ; dimensi :  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

Tipe balok = Balok L

Koefisien reduksi = 0.5 (SNI 1727; 2013 pasal 4.7.2)

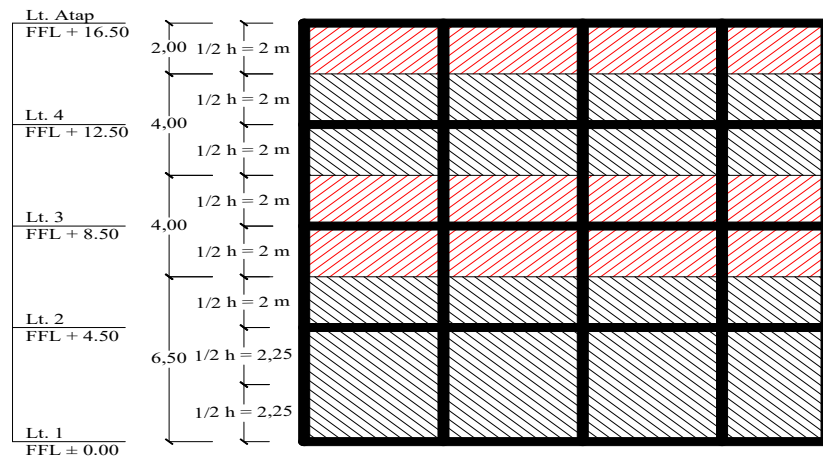
Beban hidup = perataan tipe c x beban hidup  
 $= 1.00 \times 192 = 192 \text{ Kg/m}$

**Tabel 4.8 Beban Hidup Balok Melintang**

No	Jenis Balok / Grid	koef. reduksi	Perataan Beban ( m )	life load ( Kg/m )	Total beban hidup (Kg)
Lantai 2, 3 & 4					
1	B1 Grid 1 / As A-B	0.5	$c = 1.00$	192	96.00
2	B2 Grid 6 / As A-B	0.5	-	192	96.00
2	B1 Grid 1 & 6 / As B-C=C-D=D-E	0.5	$b = 1.333$	192	128.00
3	B2 Grid 2, 3, & 4 / As A-B	0.5	$c + c = 2.00$	192	192.00
4	B2 Grid 5 / As A-B	0.5	$c = 1.00$	192	96.00
5	B2 Grid 2, 3, 4 & 5 / As B-C=C-D=D-E	0.5	$b + b = 2.667$	192	256.00
Lantai Atap					
6	B3 Grid 1 & 6 / As A-B	0.5	$c = 1.00$	96	48.00
7	B3 Grid 1 & 6 / As B-C=C-D=D-E	0.5	$b = 1.333$	96	64.00
8	B3 Grid 2, 3, 4 & 5 / As A-B	0.5	$c + c = 2.00$	96	96.00
9	B3 Grid 2, 3, 4 & 5 / As B-C=C-D=D-E	0.5	$b + b = 2.667$	96	128.00



#### 4.2.6 Perhitungan Beban Struktur



**Gambar 4.4 Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa**

Adapun beban-beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

- Beban menurut PPPURG 1987 :

- Berat penutup lantai : 24 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal keramik 1 = cm : 24 Kg/m<sup>2</sup> x 0.01 m = 0.2 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat spesi (adukan) : 21 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal spesi 4 = cm : 21 Kg/m<sup>2</sup> x 0.04 m = 0.8 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat beton bertulang : 2400 Kg/m<sup>3</sup>
- Berat batu bata : 1700 Kg/m<sup>3</sup>
- Tebal dinding : 0.15 cm

– Beban menurut Brosur

- Berat equipment : 35 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat plafon gypsum : 5.5 Kg/m<sup>2</sup> (Jayaboard)
- Berat penggantung galvalum : 11.304 Kg/m<sup>2</sup> (Kencana)

– Beban menurut SNI 1727 2013

- Beban hidup atap : 96 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup bangunan rumah sakit : 192 Kg/m<sup>2</sup>

Koefisien Reduksi (PPURG : 1983 Tabel 3.3) sebesar : 0.3

Berikut perincian perhitungan berat per lantai, yakni :

#### 4.2.6.1 Berat Lantai Atap

##### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x bj. beton bertulang

$$\text{Luas Plat} = \text{Panjang bangunan} \times \text{lebar bangunan}$$

$$= 20 \times 15$$

$$= 300.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{bj. beton bertulang}$$

$$= 300.00 \text{ m}^2 \times 0.13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 93600 \text{ Kg}$$

- Berat Plafon = Luas plat x berat plafon

$$\text{Gypsum} = 300.00 \times 5.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 1650 \text{ Kg}$$

- Berat Penggantung = Luas plat x berat penggantung

$$\text{Galvalum} = 300.00 \times 11.304 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 3391.20 \text{ Kg}$$

- Berat Equipment = Luas plat x berat equipment

$$= 300.00 \times 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 10500 \text{ Kg}$$

- Berat balok =  $b \times h \times L \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Balok

$$h : \text{Tinggi Balok} = (h \text{ balok} - t \text{ plat}) : 0.17$$

$L$  : Panjang bentang balok

$$w : \text{Berat beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$\Sigma$  : Jumlah balok

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 30 cm

→ Pada lantai atap dimensi balok semuanya B3

Panjang bersih balok = panjang balok - (1/2 b kolom + 1/2 b kolom)

$$= 4 - (0.2 + 0.2)$$

$$= 3.6$$

L = panjang balok B3 x  $\Sigma$  balok

$$= 3.6 \times 43$$

$$= 154.80 \text{ m}$$

Panjang bersih balok = panjang balok - (1/2 b kolom + 1/2 b kolom)

$$= 3 - (0.2 + 0.2)$$

$$= 2.6$$

L = panjang balok B3 x  $\Sigma$  balok

$$= 2.6 \times 6$$

$$= 15.60 \text{ m}$$

Berat balok B3

$$= 0.20 \text{ m} \times 0.17 \text{ m} \times 170.40 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 13904.64 \text{ Kg}$$

● Berat Kolom = b x h x t x  $\Sigma$  kolom x w

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

: (tinggi lantai 4 ke atap / 2) - t plat

: (4.00 / 2) - 0.13

: 1.87 m

$\Sigma$  : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K1 ; dimensi : b = 40 cm dan h = 40 cm

Berat kolom K1

$$\begin{aligned}
 &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\
 &= 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 1.87 \text{ m} \times 24 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 17233.92 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

• Berat Dinding = t x h x w x L

dimana, t : Tebal Dinding (0.15 m)

h : Tinggi Dinding

: (tinggi lantai 4 ke atap / 2) - h balok + 0,3

: (4.00 / 2) - 0.3 + 0.3

: 2

w : Berat Volume Batu Bata (1700 Kg/m<sup>3</sup>)

L : Panjang dinding

- Dinding arah X

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\
 &= (20.00 - (0.40 \times 13)) \times 3 \\
 &= 44.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\
 &= (15.00 - (0.40 \times 8)) \times 2 \\
 &= 23.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding lantai atap

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 68.00 \text{ m} \\
 &= 34680.00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

**Tabel 4.9 Total Beban Mati Atap**

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	93600.00
Berat plafon gypsum	1650.00
Berat penggantung galvalum	3391.20
Berat Equipment	10500.00
Berat balok	13904.64
Berat kolom	17233.92
Berat dinding	34680.00
Total berat ( $\sum w_{dead}$ )	174959.76

**b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban plat atap} &= \text{Luasan x beban guna atap} \\
 &= 300.00 \text{ m}^2 \times 96 \text{ Kg/m}^2 \\
 &= 28800 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum w &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 174959.76 \text{ Kg} + 28800.00 \text{ Kg} \\
 &= 203759.76 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.6.2 Berat Lantai 4 & 3

##### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x bj. beton bertulang  
 Luas Void = Panjang void x lebar void  
 = 4 x 3  
 = 12.00 m<sup>2</sup>  
 Luas Plat = Luas total -  $\sum$  Luas void  
 = ( 20.00 x 15.00 ) - 12.00 m<sup>2</sup>  
 = 288.00 m<sup>2</sup>  
 Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x bj. beton bertulang  
 = 288.00 m<sup>2</sup> x 0.13 x 2400 Kg/m<sup>3</sup>  
 = 89856 Kg
- Berat Plafon = Luas plat x berat plafon  
 Gypsum = 288.00 x 5.5 Kg/m<sup>2</sup>  
 = 1584 Kg
- Berat Penggantung = Luas plat x berat penggantung  
 Galvalum = 288.00 x 11.304 Kg/m<sup>2</sup>  
 = 3255.55 Kg
- Berat Equipment = Luas plat x berat equipment  
 = 288.00 x 35 Kg/m<sup>2</sup>  
 = 10080 Kg
- Berat Balok = b x h x L x w  
 dimana, b : Lebar Balok  
 h : Tinggi Balok B1 = (h balok - t plat) : 0.27  
 B2 = (h balok - t plat) : 0.57

L : Panjang bentang balok

w : Berat beton bertulang =  $2400 \text{ Kg/m}^3$

- Balok B1 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

→ As A & E

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok} &= \text{panjang bangunan} - (\text{b kolom} \times \sum \text{kolom}) \\ &= 20 - (0.4 \times 5) \\ &= 18\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang balok} \times \sum \text{line} \\ &= 18.00 \text{ m} \times 2 \\ &= 36.00 \text{ m}\end{aligned}$$

→ Grid 1 & 6

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok} &= \text{panjang bangunan} - (\text{b kolom} \times \sum \text{kolom}) \\ &= 15 - (0.4 \times 4) \\ &= 13.4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang balok} \times \sum \text{grid} \\ &= 13.40 \text{ m} \times 2 \\ &= 26.80 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat balok B1

$$\begin{aligned}&= 0.20 \text{ m} \times 0.27 \text{ m} \times 26.80 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 8138.88 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 30 cm dan h = 70 cm

→ As B, C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang 1 grid} - (\text{b kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line} \\ &= 20.00 \text{ m} - (0.4 \times 3) \times 3 \\ &= 16.40 \text{ m}\end{aligned}$$

→ Grid 2 & 5 / As A-B=B-C=C-D=D-E

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line} \\ &= 15.00 \text{ m} - (0.4 \times 1) \times 2 \\ &= 14.20 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid 3 & 4 / As A-B=B-C=C-D=D-E

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line} \\ &= 15.00 \text{ m} - (0.4 \times 4) \times 2 \\ &= 11.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0.30 \text{ m} \times 0.57 \text{ m} \times 42.40 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 17400.96 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat balok lantai 4 \& 3} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 25539.84 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Kolom =  $b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

$\sum$  : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K1 ; dimensi : b = 40 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} t &= (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2) + (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) + \text{plat} \\ &= (4 / 2) + (4 / 2) - 0.13 \\ &= 3.87 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat kolom K1

$$\begin{aligned} &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 3.9 \text{ m} \times 24 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \end{aligned}$$



$$= 35665.92 \text{ Kg}$$

- Berat Dinding =  $t \times h \times w \times L$

dimana,  $t$  : Tebal Dinding (0.15 m)

$h$  : Tinggi Dinding

$w$  : Berat Volume Batu Bata (1700 Kg/m<sup>3</sup>)

$L$  : Panjang dinding

o Dinding atas

$$h = (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2)$$

$$= (4.0 \text{ m} / 2)$$

$$= 2.0 \text{ m}$$

- Dinding arah X As A & E balok B1

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 5)) \times 2$$

$$= 36.00 \text{ m}$$

- Dinding arah X As C balok B2

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 3)) \times 1$$

$$= 18.80 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 54.80 \text{ m}$$

$$= 27948.00 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y Grid 1 & 6

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15.00 - (0.40 \times 4)) \times 2$$

$$= 26.80 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 26.80 \text{ m}$$

$$= 13668.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian atas} = 27948.00 \text{ Kg} + 13668.00 \text{ Kg}$$

$$= 41616.00 \text{ Kg}$$

o Dinding bawah

$$h1 = (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - h \text{ balok B1}$$

$$= (4 / 2) - 0.4$$

$$= 1.6 \text{ m}$$

$$h2 = (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - h \text{ balok B2}$$

$$= (4 / 2) - 0.7$$

$$= 1.3 \text{ m}$$

- Dinding arah X As A & E balok B1

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 5)) \times 2$$

$$= 36.00 \text{ m}$$

- Dinding arah X As C balok B2

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 3)) \times 1$$

$$= 18.80 \text{ m}$$

Berat dinding X balok B1

$$= t \times h1 \times w \times L$$

$$= 0.15 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 36.00 \text{ m}$$

$$= 14688.00 \text{ Kg}$$

Berat dinding X balok B2

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0.15 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 18.80 \text{ m} \\
 &= 6232.20 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah Y Grid 1 & 6

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\
 &= (15.00 - (0.40 \times 4)) \times 2 \\
 &= 26.80 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0.15 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 26.80 \text{ m} \\
 &= 10934.40 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 20920.20 \text{ Kg} + 10934.40 \text{ Kg} \\
 &= 31854.60 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total berat dinding lantai 4 \& 3} &= 41616.00 \text{ Kg} + 31854.60 \text{ Kg} \\
 &= 73470.60 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 4 & 3, yakni :

**Tabel 4.10 Total Beban Mati Lantai 4 & 3**

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	89856.00
Berat plafon gypsum	1584.00
Berat penggantung galvalum	3255.55
Berat equipment	10080.00
Berat balok	25539.84
Berat kolom	35665.92
Berat dinding	73470.60
Total berat ( $\sum w$ dead)	239451.91

#### **b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0.3

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna rumah sakit} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 288.00 \text{ m}^2 \times 192 \text{ Kg/m}^2 \times 0.3 \\ &= 16589 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 16589 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 4 & 3 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 239451.91 \text{ Kg} + 16588.80 \text{ Kg} \\ &= 256040.71 \text{ Kg}\end{aligned}$$

#### **4.2.6.3 Berat Lantai 2**

##### **a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )**

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x bj. beton bertulang
- Luas Void = Panjang void x lebar void
- $$= 4 \times 3$$
- $$= 12.00 \text{ m}^2$$
- Luas Plat = Luas total -  $\Sigma$  Luas void
- $$= (20.00 \times 15.00) - 12.00 \text{ m}^2$$
- $$= 288.00 \text{ m}^2$$
- Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x bj. beton bertulang
- $$= 288.00 \text{ m}^2 \times 0.13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$
- $$= 89856 \text{ Kg}$$
- Berat Plafon = Luas plat x berat
- Gypsum =  $288.00 \times 5.5 \text{ Kg/m}^2$

$$= 1584 \text{ Kg}$$

- Berat Penggantung = Luas plat x berat

$$\begin{aligned} \text{Galvalum} &= 288.00 \times 11.304 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 3255.55 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Equipment = Luas plat x berat

$$\begin{aligned} &= 288.00 \times 35 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 10080 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat balok =  $b \times h \times L \times w$

dimana,  $b$  : Lebar Balok

$$h : \text{Tinggi Balok B1} = (h \text{ balok} - t \text{ plat}) : 0.27$$

$$B2 = (h \text{ balok} - t \text{ plat}) : 0.57$$

$L$  : Panjang bentang balok

$$w : \text{Berat beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

- Balok B1 ; dimensi :  $b = 20 \text{ cm}$  dan  $h = 40 \text{ cm}$

→ As A & E

$$\text{Panjang bersih balok} = \text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})$$

$$= 20 - (0.4 \times 5)$$

$$= 18$$

$$L = \text{panjang balok} \times \sum \text{line}$$

$$= 18.00 \text{ m} \times 2$$

$$= 36.00 \text{ m}$$

→ Grid 1 & 6

$$\text{Panjang bersih balok} = \text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})$$

$$= 15 - (0.4 \times 4)$$

$$= 13.4$$

$$L = \text{panjang balok} \times \sum \text{grid}$$

$$= 13.40 \text{ m} \times 2$$

$$= 26.80 \text{ m}$$

Berat balok B1

$$= 0.20 \text{ m} \times 0.27 \text{ m} \times 26.80 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 8138.88 \text{ Kg}$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 30 cm dan h = 70 cm

→ As B, C & D / Grid 1-2=2-3=3-4=4-5=5-6

$$L = \text{panjang 1 grid} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line}$$

$$= 20.00 \text{ m} - (0.4 \times 3) \times 3$$

$$= 16.40 \text{ m}$$

→ Grid 2 & 5 / As A-B=B-C=C-D=D-E

$$L = \text{panjang 1 grid} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line}$$

$$= 15.00 \text{ m} - (0.4 \times 1) \times 2$$

$$= 14.20 \text{ m}$$

→ Grid 3 & 4 / As A-B=B-C=C-D=D-E

$$L = \text{panjang 1 grid} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line}$$

$$= 15.00 \text{ m} - (0.4 \times 4) \times 2$$

$$= 11.80 \text{ m}$$

Berat balok B2

$$= 0.30 \text{ m} \times 0.57 \text{ m} \times 42.400 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 17400.96 \text{ Kg}$$

Total berat balok lantai 2 = Jumlah semua berat balok

$$= 25539.84 \text{ Kg}$$

- Berat Kolom =  $b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

$\Sigma$  : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K1 ; dimensi : b = 40 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} t &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3/2}) + (\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2}) - t \text{ plat} \\ &= (4 / 2) + (4.5) - 0.13 \\ &= 6.37 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat kolom K1

$$\begin{aligned} &= b \times h \times t \times \Sigma \text{ kolom} \times w \\ &= 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 6.4 \text{ m} \times 24 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 58705.92 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Dinding = t x h x w x L

dimana, t : Tebal Dinding (0.15 m)

h : Tinggi Dinding

w : Berat Volume Batu Bata (1700 Kg/m<sup>3</sup>)

L : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke 3 / 2}) \\ &= (4.0 \text{ m} / 2) \\ &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X As A & E balok B1

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \Sigma \text{ kolom})) \times \Sigma \text{ line} \\ &= (20.00 - (0.40 \times 5)) \times 2 \\ &= 36.00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X As C balok B2

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \Sigma \text{ kolom})) \times \Sigma \text{ line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 3)) \times 1$$

$$= 18.80 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 54.80 \text{ m}$$

$$= 27948.00 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y Grid 1 & 6

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15.00 - (0.40 \times 4)) \times 2$$

$$= 26.80 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 26.80 \text{ m}$$

$$= 13668.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian atas} = 27948.00 \text{ Kg} + 13668.00 \text{ Kg}$$

$$= 41616.00 \text{ Kg}$$

o Dinding bawah

$$h1 = \text{Tinggi lantai 1 ke lantai 2} - h \text{ balok B1}$$

$$= 4.5 - 0.4$$

$$= 4.1 \text{ m}$$

$$h2 = (\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2}) - h \text{ balok B2}$$

$$= 4.5 - 0.7$$

$$= 3.8 \text{ m}$$

- Dinding arah X As A & E balok B1

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (20.00 - (0.40 \times 5)) \times 2$$



$$= 36.00 \text{ m}$$

- Dinding arah X As C balok B2

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{line} \\ &= (20.00 - (0.40 \times 3)) \times 1 \\ &= 18.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X balok B1

$$\begin{aligned} &= t \times h1 \times w \times L \\ &= 0.15 \text{ m} \times 4.1 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 36.00 \text{ m} \\ &= 37638.00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Berat dinding X balok B2

$$\begin{aligned} &= t \times h2 \times w \times L \\ &= 0.15 \text{ m} \times 3.8 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 18.80 \text{ m} \\ &= 18217.20 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y Grid 1 & 6

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom}) \times \sum \text{grid} \\ &= (15.000 - (0.40 \times 4)) \times 2 \\ &= 26.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0.15 \text{ m} \times 4.1 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 26.80 \text{ m} \\ &= 28019.40 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 55855.20 \text{ Kg} + 28019.40 \text{ Kg} \\ &= 83874.60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding lantai 2} &= 41616.00 \text{ Kg} + 83874.60 \text{ Kg} \\ &= 125490.60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 2, yakni :

**Tabel 4.11 Total Beban Mati Lantai 2**

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	89856.00
Berat plafon gypsum	1584.00
Berat penggantung galvalum	3255.55
Berat equipment	10080.00
Berat balok	25539.84
Berat kolom	58705.92
Berat dinding	125490.60
Total berat ( $\sum w_{dead}$ )	314511.91

**b. Beban Hidup ( $W_{live}$ )**

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0.3

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna rumah sakit} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 288.00 \text{ m}^2 \times 192 \text{ Kg/m}^2 \times 0.3 \\
 &= 16589 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 16589 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 2 adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 314511.91 \text{ Kg} + 16588.80 \text{ Kg} \\
 &= 331100.71 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat struktur untuk masing-masing lantai yakni :

**Tabel 4.12 Total Berat Beban Seluruh Lantai**

<b>Lantai</b>	<b>Berat (kg)</b>
Atap	203759.76 Kg
Lantai 4	256040.71 Kg
Lantai 3	256040.71 Kg
Lantai 2	331100.71 Kg
<b>TOTAL</b>	1046941.90 Kg

#### 4.2.7 Perhitungan Beban Gempa

- Kategori Risiko Struktur Bangunan & Faktor Keutamaan

Pada SNI 1726 : 2012 Pasal 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

**Tabel 4.13 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung  
untuk Beban Gempa**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Berdasarkan fungsi IGD Kanjuruhan Malang yaitu rumah sakit

bangunan rumah sakit ini termasuk dalam kategori resiko IV.

Menurut SNI 1726:2012 pasal 4.1.2, adapun faktor keutamaan gempa gedung ditentukan berdasarkan tabel berikut:

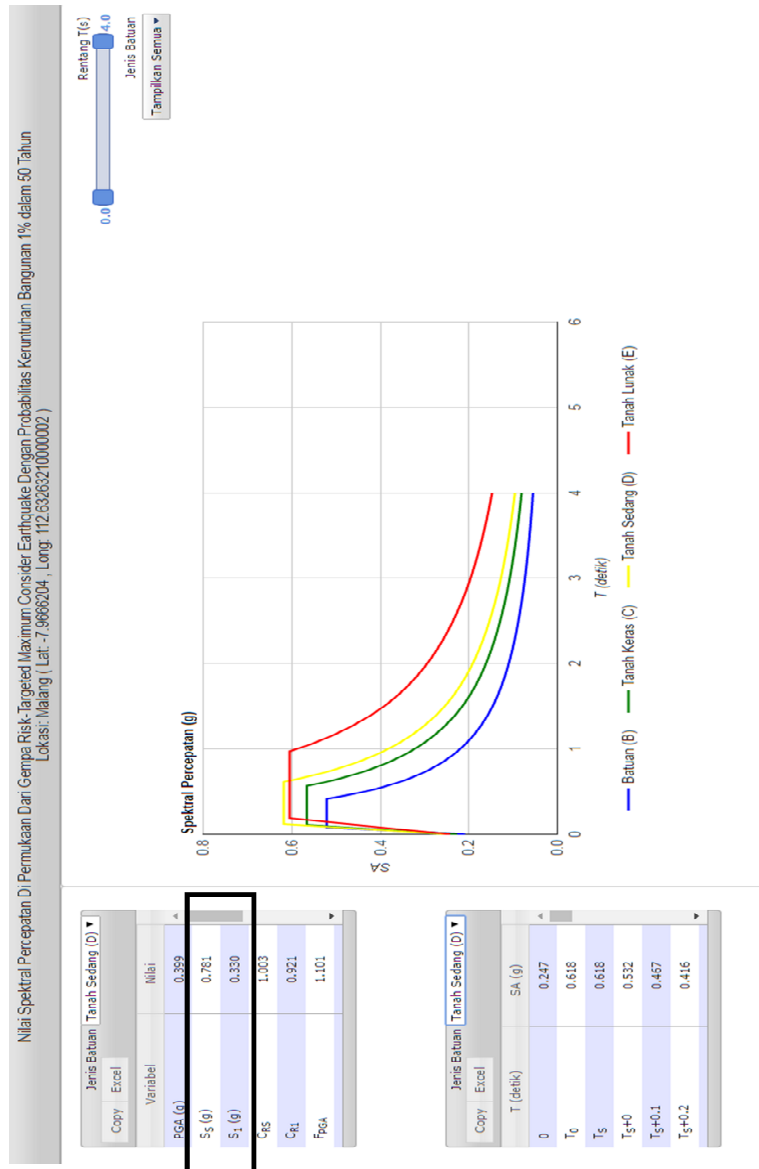
**Tabel 4.14 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

Berdasarkan kategori risikonya, faktor keutamaan gempa bangunan rumah sakit ini adalah: 1.5

- Parameter Percepatan Gempa (SS, S1)

Menentukan nilai parameter percepatan gempa dapat menggunakan bantuan [puskim.pu.go.id](http://puskim.pu.go.id) untuk wilayah Malang, sebagai berikut :



Gambar 4.5 Nilai Parameter Percepatan Gempa

Berdasarkan hasil penelusuran tersebut, dapat diketahui nilai parameter yakni :

$S_s$  : 0.781 g

$S_1$  : 0.330 g

- Kategori Desain Seismik (KDS)

1) Menentukan klasifikasi dan koefisien kelas situs

Data sondir pada bangunan IGD Kanjuruhan Malang pada kedalaman

7,4 m didapat  $q_c = 75.00 \text{ kg/cm}^2$  dengan Friction ratio (%) = 2

Pada bangunan tersebut hanya menggunakan tes sondir, untuk mencari

klasifikasi dan koefisien kelas situs dibutuhkan nilai N-SPT yang didapat

dari persamaan Meyerhof, 1965 yaitu  $q_c = 4N$  (Meyerhof G.G. (1965), Shallow Foundation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM2, pp 21–31)

$$N = q_c/4 = 75.00 \text{ kg/cm}^2 / 4 = 18.75$$

Dimana, N = Nilai/pukulan (blows/feet)

Pada SNI 1726:2012 pasal 5.3, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

**Tabel 4.15 Klasifikasi Kelas Situs Tanah**

Kelas Situs	$\bar{V}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
<b>SA (batuan keras)</b>	> 1500	N/A	N/A
<b>SB (batuan)</b>	750 sampai 1500	N/A	N/A
<b>SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)</b>	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<b>SE (tanah lunak)</b>	< 175 Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ , dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$		
<b>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</b>  Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$ ), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5 \text{ m}$ dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$ ), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $s_u < 50 \text{ kPa}$ .		

Situs tanah bangunan rumah sakit ini adalah tanah sedang, maka dapat ditentukan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  sesuai tabel pada SNI 1726 : 2012 pasal 6.2 berikut :

**Tabel 4.16 Koefisien Situs Fa**

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik (S <sub>s</sub> )				
	S <sub>s</sub> ≤ 0,25	S <sub>s</sub> ≤ 0,5	S <sub>s</sub> ≤ 0,75	S <sub>s</sub> ≤ 1,0	S <sub>s</sub> ≤ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fa dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai S<sub>s</sub> : 0.781 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai S<sub>s</sub> berada diantara :

$$\begin{aligned} \text{untuk } S_{s_x} &= 0.75 & Fa_x &= 1.2 \\ \text{untuk } S_{s_y} &= 1.0 & Fa_y &= 1.1 \end{aligned} \quad \text{didapat}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Fa &= Fa_x + \frac{\left[ S_s - S_{s_y} \right]}{\left[ S_{s_x} - S_{s_y} \right]} \times Fa_x - Fa_y \\ Fa &= 1.2 + \frac{\left[ 0.781 - 1.000 \right]}{\left[ 0.750 - 1.000 \right]} \times \left[ 1.2 - 1.1 \right] = 1.288 \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk S<sub>s</sub> = 0.781 diperoleh Fa = 1.288

**Tabel 4.17 Koefisien Situs Fv**

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik (S <sub>1</sub> )				
	S <sub>s</sub> ≤ 0,1	S <sub>s</sub> ≤ 0,2	S <sub>s</sub> ≤ 0,3	S <sub>s</sub> ≤ 0,4	S <sub>s</sub> ≤ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS <sup>b</sup>				



Untuk mendapatkan nilai koefisien Fv dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai  $S_1$  : 0.330 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai  $S_1$  berada diantara :

$$\begin{array}{lcl} \text{untuk } S_{1x} = & 0.3 & F_{vx} = 1.8 \\ & \text{didapat} & \\ \text{untuk } S_{1y} = & 0.4 & F_{vy} = 1.6 \end{array}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_v &= F_{v_x} + \frac{\left[ S_1 - S_{1_x} \right]}{\left[ S_{1_y} - S_{1_x} \right]} \times \left[ F_{v_y} - F_{v_x} \right] \\ F_v &= 1.8 + \frac{\left[ 0.33 - 0.300 \right]}{\left[ 0.400 - 0.300 \right]} \times \left[ 1.6 - 1.8 \right] = 1.74 \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk  $S_1 = 0.330$  diperoleh  $F_v = 1.74$

## 2) Menentukan nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$

Dengan mengetahui klasifikasi dan koefisien kelas situs maka dapat ditentukan parameter spektrum respons percepatan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.1) \\ &= 1.288 \times 0.781 \\ &= 1.006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2) \\ &= 1.74 \times 0.330 \\ &= 0.574 \end{aligned}$$

Adapun parameter percepatan spectral desain ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots (2.3) \\ &= \frac{2}{3} \times 1.006 \\ &= 0.67041 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots (2.4) \\
 &= \frac{2}{3} \times 0.574 \\
 &= 0.3828 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menentukan kategori desain seismik berdasarkan tabel ini :

**Tabel 4.18 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatar pada Periode pendek**

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Diketahui nilai  $S_{DS} = 0.67041 \text{ g} > 0.5$  Untuk Kategori Risiko : IV

maka termasuk kategori desain seismik **D**

**Tabel 4.19 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatar pada Periode 1 detik**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Diketahui nilai  $S_{D1} = 0.3828 \text{ g} > 0.2$  Untuk Kategori Risiko : IV maka

termasuk kategori desain seismik **D**

Dari kategori desain seismik diatas maka struktur bangunan yang digunakan

adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.5.5)

- Spektrum Respon Desain

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$T_0 = 0.2 \times \frac{0.3828}{0.67041}$$

$$= 0.1142 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$T_s = \frac{0.3828}{0.67041}$$

$$= 0.57099 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } T = 0, \text{ maka : } Sa &= S_{DS} \times 0.4 \\ &= 0.67041 \times 0.4 \\ &= 0.268164 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } T < T_0, \text{ maka : } Sa = S_{DS} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \dots\dots (2.9)$$

$$\text{Contoh: } Sa = 0.67 \left[ 0.4 + 0.6 \frac{0.01}{0.1142} \right]$$

= 0.303388 detik , selanjutnya ditabelkan:

**Tabel 4.20 Nilai Sa untuk T < T<sub>0</sub>**

<i>T</i>	<i>Sa</i>	<i>T</i>	<i>Sa</i>
0.01	0.303387522	0.06	0.47950433
0.02	0.338610885	0.07	0.5147277
0.03	0.373834247	0.08	0.54995106
0.04	0.40905761	0.09	0.58517442
0.05	0.444280972	0.10	0.62039778

$$\text{Untuk } t = T_0 \text{ s/d } t = T_s \text{ maka } Sa = S_{DS} = 0.67041 \text{ detik}$$

Untuk  $T_s < T < 1,0$ , maka :

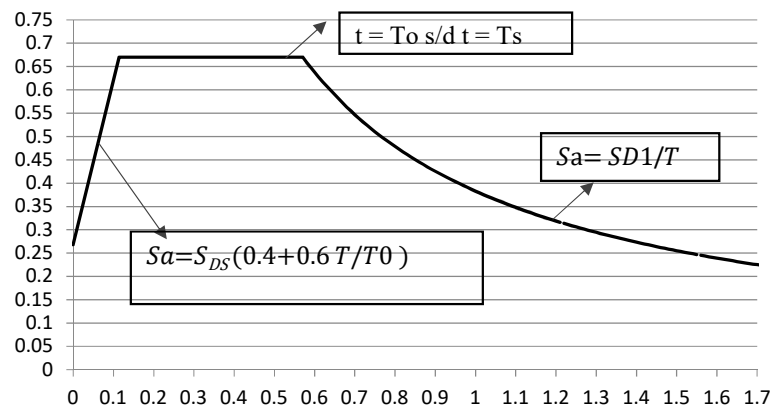
$$Sa = \frac{S_{DI}}{T}, \text{ misalkan } T = 0.58 \dots\dots\dots (2.10)$$

$$= \frac{0.3828}{0.58} = 0.66 \text{ detik, selanjutnya ditabelkan:}$$

**Tabel 4.21 Nilai Sa untuk  $T_s < T < 1.0$**

$T$	$S_a$	$T$	$S_a$	$T$	$S_a$	$T$	$S_a$	$T$	$S_a$
0.58	0.66	0.65	0.588923	0.72	0.531667	0.79	0.4846	0.86	0.4451
0.59	0.64881	0.66	0.58	0.73	0.524384	0.80	0.4785	0.87	0.44
0.60	0.638	0.67	0.571343	0.74	0.517297	0.81	0.4726	0.88	0.435
0.61	0.62754	0.68	0.562941	0.75	0.5104	0.82	0.4668	0.89	0.4301
0.62	0.61742	0.69	0.554783	0.76	0.503684	0.83	0.4612	0.90	0.4253
0.63	0.60762	0.7	0.546857	0.77	0.497143	0.84	0.4557	0.91	0.4207
0.64	0.59813	0.71	0.539155	0.78	0.490769	0.85	0.4504	0.92	0.4161

Dengan demikian, diperoleh grafik respon spektrum sebagai berikut :



**Gambar 4.6 Grafik Respon Spektrum**

- Perkiraan Periode Fundamental Alami

Menurut SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1, untuk struktur dengan ketinggian <

12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, ditentukan sebagai berikut:

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Dan berikut ini adalah tabel menentukan koefisien  $C_u$  menurut

SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1

**Tabel 4.22 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung**

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik ( $S_{D1}$ )	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Diketahui  $S_{D1} = 0.3828$  g maka koefisien  $C_u = 1.4$

• Arah  $x$

$$\begin{aligned}
 T_a &= 0,1 N \dots\dots\dots (2.11) \\
 &= 0.1 \times 4 \\
 &= 0.40 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{max} &= C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2.12) \\
 &= 1.4 \times 0.4 \\
 &= 0.56 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T_{max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Arah y

$$T_a = 0,1 N \dots\dots\dots (2.13)$$

$$= 0.1 \times 4$$

$$= 0.4 \text{ detik}$$

$$T_{\max} = C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2.14)$$

$$= 1.4 \times 0.4$$

$$= 0.56 \text{ detik}$$

$$T_a < T_{\max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Pemilihan Parameter Sistem Struktur (R, Cd dan  $\Omega_0$ )

**Tabel 4.23 Faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa**

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,j</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 <sup>e</sup>	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								

Dari Tabel diatas maka didapat nilai Faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan Sistem rangka pemikul momen khusus adalah sebagai berikut :

$$R = 8.00$$

$$Cd = 5.50$$

$$\Omega_0 = 3.00$$

- Perhitungan Nilai Base Shear

Perhitungan Geser Dasar Seismik, sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

$W$  = Berat seismik efektif

$C_s$  = Koefisien respons seismik, perhitungan nilai  $C_s$  yakni :

$$= \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0.6704104}{(8 / 1.5)} = 0.0838013 \dots\dots\dots (2.16)$$

Dengan syarat :

- Nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi berikut ini =  $\frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)}$

$$C_{s \max} = \frac{0.382800}{0.4 \times (8 / 1.5)} = 0.1794375$$

- Tidak kurang dari :  $C_{s \min} = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$   
(SNI 1726 : 2012 pasal 7.8.1.1)

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0.044 S_{DS} I_e \dots\dots\dots (2.17) \\ &= 0.044 \times 0.67041 \times 1.5 \\ &= 0.03687257 \end{aligned}$$

$$C_{s \min} \geq 0.01$$

maka, digunakan  $C_{s \min} = 0.0368726$

- Untuk  $S_1 \geq 0.6$  g, nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_{s \min} = \frac{0.5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

Karena nilai  $S_1 = 0.33 < 0.6$  maka rumusan ini tidak digunakan.

Sehingga,

$$C_{s \min} = 0.0369 < C_s = 0.083801 < C_s = 0.179438$$

Maka digunakan  $C_{s_x} = 0.0838013$

$$C_{s_y} = 0.0838013$$

Sehingga nilai  $V_x$  dan  $V_y$  adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_{s_x} \cdot W \dots\dots\dots (2.18) \\ &= 0.0838 \times 1046941.896 \\ &= 87735.09 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= C_{s_y} \cdot W \dots\dots\dots (2.19) \\ &= 0.0838 \times 1046941.896 \\ &= 87735.09 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Gempa Lateral (F)

Gaya gempa lateral dihitung dengan rumus :

$$F = C_v \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

- $C_v$  = Faktor distribusi vertikal
- $V$  = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur
- $w_i$  &  $w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x
- $h_i$  &  $h_x$  = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x
- $K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :
  - Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ,  $K = 1$
  - Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih ,  $K = 2$



- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Dengan  $T_a = 0.4$  detik, dan

$K_1 = 1.0$  untuk  $T_{a1} = 0.5$

$K_2 = 2.0$  untuk  $T_{a2} = 2.5$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$K = K_1 + \frac{\left[ T_a - T_{a1} \right]}{\left[ T_{a2} - T_{a1} \right]} \times \left[ K_2 - K_1 \right]$$

$$K = 1 + \frac{\left[ 0.4 - 0.5 \right]}{\left[ 2.5 - 0.5 \right]} \times \left[ 2 - 1 \right]$$

$$= 0.95$$

Maka digunakan  $K_x = 0.95$

$K_y = 0.95$

**Tabel 4.24 Faktor Distribusi Vertikal**

Lantai	Berat (Wi)	Tinggi (hi)	hi <sup>Kx</sup>	hi <sup>Ky</sup>	Wi x hi <sup>Kx</sup>	Wi x hi <sup>Ky</sup>
	Kg	m	m	m	kgm	kgm
Atap	203759.76	16.5	14.3	14.3	2922322.67	2922322.67
Lantai 4	256040.712	12.5	11.0	11.0	2820808.08	2820808.08
Lantai 3	256040.712	8.5	7.6	7.6	1955496.33	1955496.33
Lantai 2	331100.712	4.5	4.2	4.2	1382012.6	1382012.6
<b>TOTAL</b>	1046941.896				9080639.68	9080639.68

**Tabel 4.25 Gaya Gempa Lateral Per Lantai**

Lantai	$C_{v_x}$	$C_{v_y}$	$V_x$	$V_y$	$F_x$	$F_y$
			(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
Atap	0.32181903	0.32181903	87735	87735	28234.822	28234.822
Lantai 4	0.3106398	0.3106398	87735	87735	27254.011	27254.011
Lantai 3	0.21534786	0.21534786	87735	87735	18893.564	18893.564
Lantai 2	0.15219331	0.15219331	87735	87735	13352.694	13352.694
TOTAL					87735.092	87735.092

$$\text{SD}_S = 0.67041$$

1	1	1.4	D																					
2	2	1.2	D	+	1.6	LL																		
	<i>R</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	+	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		
		1.2	D	+	1	LL	+	0.3	(1.3	Qex	+	0.2	0.67	D)	+	1	(1.30	Qey	+	0.2	0.67	D)		
		1.2	D	+	1	LL	+	(0.39	Qex	+	0.04	D)	+	(1.30	Qey	+	0.13408	D)						
3	1.37	D	+	1	LL	+	0.39	Qex	+	1.3	Qey													
	<i>R</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	-	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	+	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		
		1.2	D	+	1	LL	-	0.3	(1.300	Qex	+	0.2	0.67	D)	+	1	(1.30	Qey	+	0.2	0.67	D)		
		1.2	D	+	1	LL	-	(0.390	Qex	-	0.04	D)	+	(1.30	Qey	+	0.13408	D)						
4	1.29	D	+	1	LL	-	0.39	Qex	+	1.3	Qey													
	<i>R</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	-	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		
		1.2	D	+	1	LL	+	0.3	(1.30	Qex	+	0.2	0.67	D)	-	1	(1.30	Qey	+	0.2	0.67	D)		
		1.2	D	+	1	LL	+	(0.390	Qex	+	0.04	D)	-	(1.30	Qey	-	0.13408	D)						
5	1.11	D	+	1	LL	+	0.39	Qex	-	1.3	Qey													
	<i>R</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	-	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	-	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		
		1.2	D	+	1	LL	-	0.3	(1.30	Qex	+	0.2	0.67	D)	-	1	(1.30	Qey	+	0.2	0.67	D)		
		1.2	D	+	1	LL	-	(0.390	Qex	-	0.04	D)	-	(1.30	Qey	-	0.13408	D)						
6	1.03	D	+	1	LL	-	0.39	Qex	-	1.3	Qey													
	<i>R.4a</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	+	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	+	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		
		1.2	D	+	1	LL	+	1	(1.30	Qex	+	0.2	0.67	D)	+	0.3	(1.30	Qey	+	0.2	0.67	D)		
		1.2	D	+	1	LL	+	(1.30	Qex	+	0.13	D)	+	(0.39	Qey	+	0.04022	D)						
7	1.37	D	+	1	LL	+	1.3	Qex	+	0.39	Qey													
	<i>R.4b</i>	<i>1.2</i>	<i>D</i>	+	<i>1</i>	<i>LL</i>	-	<i>1</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qex</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>	+	<i>0.3</i>	<i>(ρ</i>	<i>Qey</i>	+	<i>0.2</i>	<i>SDs</i>	<i>D)</i>		

	1.2	D	+	1	LL	-	1	( 1.30	Qex	+	0.2	0.67	D )	+	0.3	( 1.30	Qey	+	0.2	0.67	D )	
	1.2	D	+	1	LL	-	( 1.30	Qex	-	0.13	D )	+	( 0.39	Qey	+	0.04022	D )					
8	1.11	D	+	1	LL	-	1.3	Qex	+	0.39	Qey											
	<b>R.4c</b>	<b>1.2</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>LL</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>+</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>-</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>+</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>
	1.2	D	+	1	LL	+	1	( 1.30	Qex	+	0.2	0.67	D )	-	0.3	( 1.30	Qey	+	0.2	0.67	D )	
	1.2	D	+	1	LL	+	( 1.30	Qex	+	0.13	D )	-	( 0.39	Qey	-	0.04022	D )					
9	1.29	D	+	1	LL	+	1.3	Qex	-	0.39	Qey											
	<b>R.4d</b>	<b>1.2</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>LL</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>+</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>-</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>+</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>
	1.2	D	+	1	LL	-	1	( 1.30	Qex	+	0.2	0.67	D )	-	0.3	( 1.30	Qey	+	0.2	0.67	D )	
	1.2	D	+	1	LL	-	( 1.30	Qex	-	0.13	D )	-	( 0.39	Qey	-	0.04022	D )					
10	1.03	D	+	1	LL	-	1.3	Qex	-	0.39	Qey											
	<b>R.5a</b>	<b>0.9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>			
	0.9	D	+	0.30	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	+	1	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67	D )				
	0.9	D	+		( 0.39	Qex	-	0.04	D )	+	( 1.30	Qey	-	0.134	D )							
11	0.726	D	+	0.39	Qex	+	1.30	Qey														
	<b>R.5b</b>	<b>0.9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>+</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>			
	0.9	D	-	0.30	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	+	1	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67	D )				
	0.9	D	-		( 0.39	Qex	+	0.04	D )	+	( 1.30	Qey	-	0.13	D )							
12	0.806	D	-	0.39	Qex	+	1.30	Qey														
	<b>R.5c</b>	<b>0.9</b>	<b>D</b>	<b>+</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>			
	0.9	D	+	0.30	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	-	1	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67	D )				
	0.9	D	+		( 0.39	Qex	-	0.04	D )	-	( 1.30	Qey	+	0.134	D )							
13	0.994	D	+	0.39	Qex	-	1.30	Qey														
	<b>R.5d</b>	<b>0.9</b>	<b>D</b>	<b>-</b>	<b>0.3</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qex</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>	<b>-</b>	<b>1</b>	<b>( ρ</b>	<b>Qey</b>	<b>-</b>	<b>0.2</b>	<b>SDs</b>	<b>D )</b>			
	0.9	D	-	0.30	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	-	1	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67	D )				
	0.9	D	-		( 0.39	Qex	+	0.04	D )	-	( 1.30	Qey	+	0.134	D )							
14	1.074	D	-	0.39	Qex	-	1.30	Qey														

<b>R.6a 0.9 D + 1 ( ρ Qex - 0.2 SDs D) + 0.3 ( ρ Qey - 0.2 SDs D )</b>																	
	0.9	D	+	1	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	+	0.3	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67 D )
	0.9	D	+		( 1.30	Qex	-	0.134	D )	+	( 0.39	Qey	-	0.04	D )		
15	0.726	D	+	1.30	Qex	+	0.39	Qey									
<b>R.6b 0.9 D - 1 ( ρ Qex - 0.2 SDs D) + 0.3 ( ρ Qey - 0.2 SDs D )</b>																	
	0.9	D	-	1	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	+	0.3	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67 D )
	0.9	D	-		( 1.30	Qex	+	0.134	D )	+	( 0.39	Qey	-	0.04	D )		
16	0.994	D	-	1.30	Qex	+	0.39	Qey									
<b>R.6c 0.9 D + 1 ( ρ Qex - 0.2 SDs D) - 0.3 ( ρ Qey - 0.2 SDs D )</b>																	
	0.9	D	+	1	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	-	0.3	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67 D )
	0.9	D	+		( 1.30	Qex	-	0.134	D )	-	( 0.39	Qey	+	0.04	D )		
17	0.806	D	+	1.30	Qex	-	0.39	Qey									
<b>R.6d 0.9 D - 1 ( ρ Qex - 0.2 SDs D) - 0.3 ( ρ Qey - 0.2 SDs D )</b>																	
	0.9	D	-	1	( 1.30	Qex	-	0.2	0.67	D )	-	0.3	( 1.30	Qey	-	0.2	0.67 D )
	0.9	D	-		( 1.30	Qex	+	0.134	D )	-	( 0.39	Qey	+	0.04	D )		
18	1.074	D	-	1.30	Qex	-	0.390	Qey									

Ukuran bangunan terbesar:

- L1 = 20

- L2 = 15

**Tabel 4.26 Pusat Massa Bangunan dari ETABS**

Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
LANTAI 1	D1	14419.98	14419.98	10	7.3414	14419.98	14419.98	10	7.3414	10	7.2475
LANTAI 2	D2	14185.04	14185.04	10	7.3429	14185.04	14185.04	10	7.3429	10	7.2435
LANTAI 3	D3	14185.04	14185.04	10	7.3429	14185.04	14185.04	10	7.3429	10	7.2414
ATAP	D4	8229.54	8229.54	10	7.3947	8229.54	8229.54	10	7.3947	10	7.2404

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 5.4.3 yang menyatakan bahwa : Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (ed). Apabila ukuran horizontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b. maka eksentrisitas rencana (ed) harus ditentukan sebagai berikut :

a) Untuk  $ed < 0.3b$ , maka  $ed = 1.5 e + 0.05 b$

atau  $ed = e - 0,05 b$

b) Untuk  $ed > 0.3b$ , maka  $ed = 1.33 e + 0.1 b$

atau  $ed = 1.17 e - 0,1 b$

Apabila arah beban gempa searah sumbu X, maka  $b = 20.0 \text{ m}$

Apabila arah beban gempa searah sumbu Y, maka  $b = 15.0 \text{ m}$

•  $0.3 b$  (untuk beban gempa arah  $x$ )  $= 0.3 \times 20$

$= 6.0 \text{ m}$

•  $0.3 b$  (untuk beban gempa arah  $y$ )  $= 0.3 \times 15$

$= 4.5 \text{ m}$

Menghitung eksentrisitas rencana (ed) :

Lantai 1, arah  $x$   $ed = \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi}$   
 $= 10 - 10$   
 $= 0.00$

arah  $y$   $ed = \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi}$   
 $= 7.3414 - 7.2475$   
 $= 0.0939$

Selanjutnya untuk lantai 2 dan seterusnya ditampilkan seperti pada tabel berikut :

**Tabel 4.27 Eksentrisitas Bangunan**

Lantai	Pusat Massa		Pusat Kekakuan		Eksentrisitas (e)	
	X	Y	X	Y	X	Y
LANTAI 1	10	7.3414	10	7.2475	0	0.0939
LANTAI 2	10	7.3429	10	7.2435	0	0.0994
LANTAI 3	10	7.3429	10	7.2414	0	0.1015
ATAP	10	7.3947	10	7.2404	0	0.1543

Karena nilai  $Ed < 0.3 b$  maka digunakan rumus eksentrisitas a)

**Tabel 4.28 Nilai Ed Bangunan**

Lantai	$ed = 1,5e + 0,05b$		$ed = e - 0,05b$	
	X	Y	X	Y
LANTAI 1	1	0.89085	-1	-0.6561
LANTAI 2	1	0.8991	-1	-0.6506
LANTAI 3	1	0.90225	-1	-0.6485
ATAP	1	0.98145	-1	-0.5957

Koordinat pusat massa yang baru dihitung sebagai berikut :

$$X_m' = X_{CR} + ed$$

$$Y_m' = Y_{CR} + ed$$

**Tabel 4.29 Koordinat Pusat Massa Bangunan**

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	X <sub>m'</sub>	Y <sub>m'</sub>
LANTAI 1	10	7.2475	1	0.89085	11	8.13835
LANTAI 2	10	7.2435	1	0.8991	11	8.1426
LANTAI 3	10	7.2414	1	0.90225	11	8.14365
ATAP	10	7.2404	1	0.98145	11	8.22185

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = e - 0,05b		Koordinat Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	X <sub>m'</sub>	Y <sub>m'</sub>
LANTAI 1	10	7.2475	-1	-0.6561	9	6.5914
LANTAI 2	10	7.2435	-1	-0.6506	9	6.5929
LANTAI 3	10	7.2414	-1	-0.6485	9	6.5929
ATAP	10	7.2404	-1	-0.5957	9	6.6447



## BAB V

### PERHITUNGAN PONDASI

#### 5.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS

Dari hasil analisa program ETABS didapatkan hasil berikut ini:

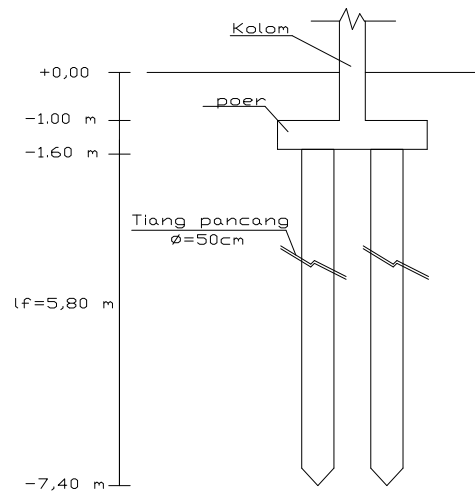
**Tabel 5.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom**

Tipe	Klasifikasi Beban	Fx	Fz	Momen X	Momen Y
		(kg)	(kg)	(kg m)	(kg m)
1	Berat	4759.44	178957.7	11363.90	10820.20
2	Sedang	-6421.59	90078.89	-11321.30	-14416.69
3	Ringan	5833.80	59781.96	14813.67	13169.20

#### 5.2 Perencanaan Pondasi

##### 5.2.1 Pondasi Tipe 1

##### 5.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 1



**Gambar 5.1 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 1**

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal (Fz) : 178958 Kg = 178.958 ton
- Momen arah X (Mx) : 11364 Kg = 11.36 ton
- Momen arah Y (My) : 10820 Kg = 10.820 ton
- Diameter tiang (D) : 50 cm = 0.50 m
- Kedalaman tiang (H) : 7.4 m
- Tebal pilecap (H<sub>p</sub>) : 0.6 m
- Panjang tiang pancang (L<sub>f</sub>) : 5.8 m
- Luas penampang (A<sub>p</sub>) : 1159 cm<sup>2</sup> (WIKABETON)  
: 0.116 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang pancang (p) :  $\pi D$  =  $\pi \times 0.50$   
= 1.57 m  
= 157.143 cm
- Luas selimut (A<sub>s</sub>) : p . L<sub>f</sub> = 1.57 m x 5.8 m  
= 9.11 m<sup>2</sup>
- Berat sendiri (W<sub>p</sub>) : A<sub>p</sub>.L<sub>f</sub>.B<sub>j</sub> = 0.1159 x 5.8 x 2400  
= 1613.328 Kg  
= 1.613 ton

#### 5.2.1.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang pancang yaitu:

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

- Menghitung nilai q<sub>c</sub>

Nilai q<sub>c</sub> pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara 8D diatas

ujung tiang (q<sub>c2</sub>) dan 4D dibawah ujung tiang (q<sub>c1</sub>), yaitu :

$$- 8 D \text{ diatas ujung tiang} = 7.4 m - 8 D$$

$$= 7.4 \text{ m} - (8 \times 0.50 \text{ m})$$

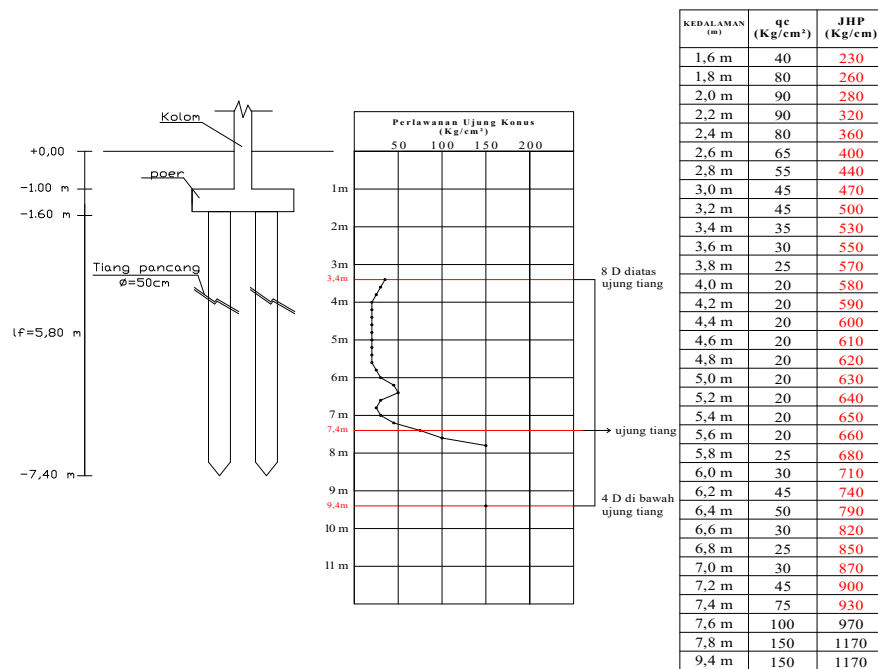
$$= 3.4 \text{ m}$$

$$\text{- 4 D dibawah ujung tiang} = 7.4 \text{ m} + 4 \text{ D}$$

$$= 7.4 \text{ m} + (4 \times 0.50 \text{ m})$$

$$= 9.4 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 5.2 Rencana Pondasi Tipe 1 dan Grafik qc

Tabel 5.2 Nilai qc Pondasi Tipe 1

Kedalaman (m)	qc (Kg/cm²)
3.4	35
3.6	30
3.8	25
4	20

4.2	20
4.4	20
4.6	20
4.8	20
5	20
5.2	20
5.4	20
5.6	20
5.8	25
6	30
6.2	45
6.4	50
6.6	30
6.8	25
7	30
7.2	45
7.4	75
<b>Σ qc2</b>	<b>625</b>
7.4	75
7.6	100
7.8	150
9.4	150
<b>Σ qc1</b>	<b>475</b>

$$qc\ 2 = \frac{\Sigma\ qc2\ rata-rata}{21}$$

$$= \frac{625}{21}$$

$$qc\ 1 = \frac{\Sigma\ qc1\ rata-rata}{4}$$

$$= \frac{475}{4}$$

$$= 29.76 \approx 30 \qquad \qquad \qquad = 118.8 \approx 119$$

$$JHP = \frac{\Sigma \text{JHP rata-rata}}{30}$$

$$= \frac{17780}{30}$$

$$= 593$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang pancang adalah:

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p$$

$$= \frac{119 + 30}{2} \times 1159$$

$$= 86062.649 \text{ Kg}$$

$$Q_s = p \times F_s$$

$$= 157.143 \times 593$$

$$= 93133.333 \text{ Kg}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 86062.649 + 93133.333$$

$$= 179195.982 \text{ Kg}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

**Tabel 5.3 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 1**

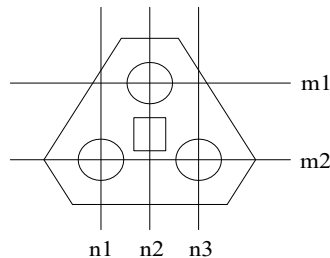
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	2	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Sumber : Reese & O' Neil, 1989

$$Q_a = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{179195.982}{2.5} = 71678.393 \text{ Kg} = 71.678 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang pancang (n) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{178.958 \text{ ton}}{71.678 \text{ ton}} = 2.50 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang, dicoba 3 tiang}$$



**Gambar 5.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (3 tiang)**

dimana : m (jumlah baris tiang) : 2 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 3 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\ &= \frac{1.57 \times 0.5 \times 2 \times 3 - 2 \times 0.5}{2 + 3 - 2} \\ &= \frac{3.71}{3} = 1.24 \text{ m} < 3 D = 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned} E_g &= \frac{3 s + 3 D}{p \times \Sigma \text{tiang}} \\ &= \frac{3 \times 1.24 + 3 \times 0.5}{1.57 \times 3} \end{aligned}$$

$$= 1.1052 > 1 \dots\dots\dots (\text{NO})$$

- Berdasarkan Formula Feld (3 tiang)

$$E_g = \frac{14}{16} = 0.875 < 1 \dots\dots\dots (\text{OK})$$

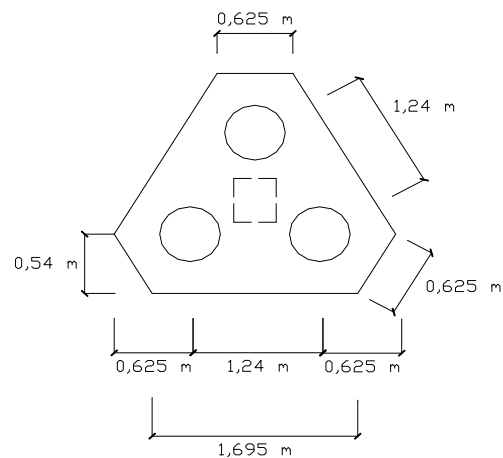
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu 0.875

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0.625 \text{ m}$$

maka diambil nilai 0.625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



**Gambar 5.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1 (3 tiang)**

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang pancang adalah :

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\ &= 0.88 \times 3 \text{ tiang} \times 71.68 \text{ ton} \\ &= 188.16 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= (L \text{ alas1} + L \text{ alas2}) \times t \times B_j \text{ beton} \\
 &= (1.130 + 2.285) \times 0.6 \times 2400 \\
 &= 2.049 \times 2400 \\
 &= 4917.32 \text{ Kg} \\
 &= 4.917 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 1.613 \text{ ton} \times 3 \text{ tiang} \\
 &= 4.840 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat tanah diatas pilecap

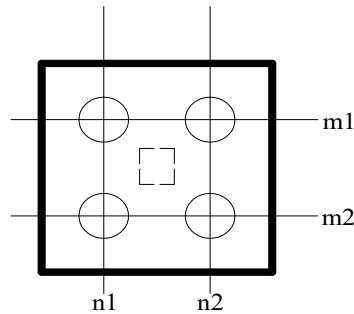
$$\begin{aligned}
 &= (L \text{ alas1} + L \text{ alas2}) \times t - (b \text{ kolom} \times h \text{ kolom} \times t) \times b_j \text{ tanah} \\
 &= (2.049) \times 1 - (0.16) \times 1700 \\
 &= 3211.099 \text{ kg} \\
 &= 3.211 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\Sigma V = P + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} + \text{berat tanah}$

$$\begin{aligned}
 &= 178.958 \text{ ton} + 4.917 \text{ ton} + 4.840 \text{ ton} + 3.211 \text{ ton} \\
 &= 191.926 \text{ ton} > Q_{pg} = 188.156 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(NO)}
 \end{aligned}$$

Oleh karena itu, karena pemakaian 3 tiang tidak aman, maka akan dicoba 4 tiang.





**Gambar 5.5 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang)**

dimana : m (jumlah baris tiang) : 2 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1.57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1.57 \times 0.5 \times 2 \times 2 - 2 \times 0.5}{2 + 2 - 2} \\
 &= \frac{2.14}{2} = 1.070 \text{ m} < 3 D = 1.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2 (m + n - 2) s + 4 D}{p \times m \times n} \\
 &= \frac{2 \times (2 + 2 - 2) \times 1.07 + 4 \times 0.5}{1.57 \text{ m} \times 2 \times 2} \\
 &= 0.9991 < 1 \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 m n} \right] \Theta$$

$$\begin{aligned}
&= 1 - \left[ \frac{(2 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] \Theta \\
&\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
&= 1 - \left[ \frac{4}{360} \right] \times \tan^{-1} \frac{0.5}{1.07} \\
&= 1 - 0.00484 \\
&= 0.995155 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned}
E_g &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0.3}{m + n} \\
&= \left[ 1 - \frac{36 \times 1.07 \times (2 + 2 - 2)}{(75 \times 1.14 - 7) \cdot (2 + 2 - 1)} \right] \\
&\quad + \frac{0.3}{2 + 2} \\
&= 0.674 + 0.08 \\
&= 0.749 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Feld (4 tiang)

$$E_g = \frac{13}{16} = 0.813 < 1 \quad \text{..... (OK)}$$

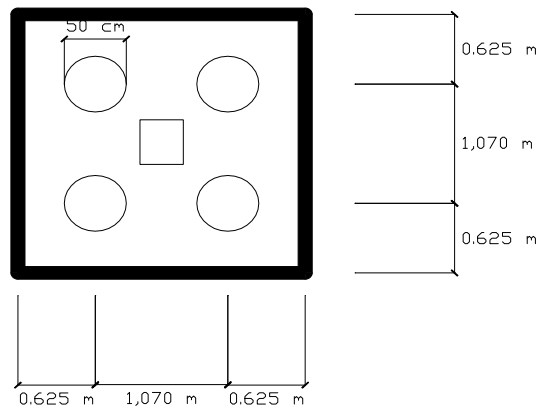
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu 0.749

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0.625 m$$

maka diambil nilai 0.625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



**Gambar 5.6 Rencana Dimensi Pilecap Tipe 1 (4 tiang)**

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang pancang adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0.749 \times 4 \text{ tiang} \times 71.68 \text{ ton} \\
 &= 214.86 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= s \times s \times t \times b_j \text{ beton} \\
 &= 2.320 \times 2.320 \times 0.6 \times 2400 \\
 &= 3.229 \times 2400 \\
 &= 7750.656 \text{ Kg} = 7.751 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 1.613 \text{ ton} \times 4 \text{ tiang} \\
 &= 6.453 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

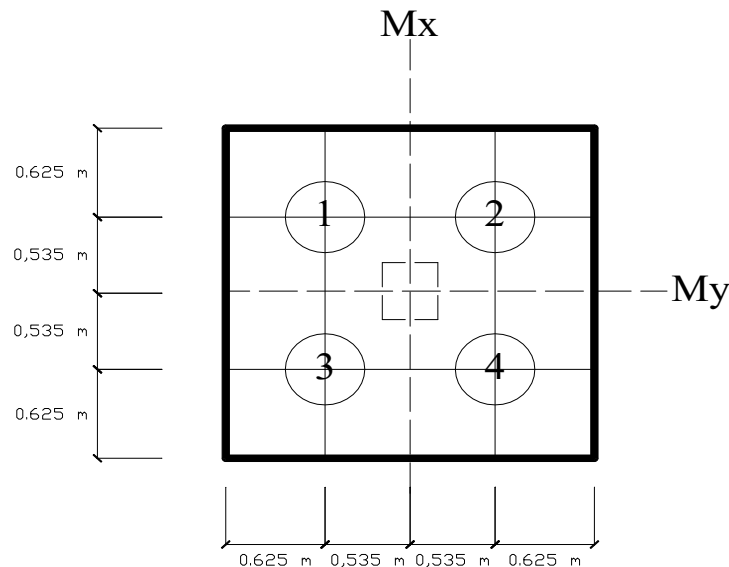
- Menghitung berat tanah diatas pilecap

$$= s \times s \times t - (b \text{ kolom} \times h \text{ kolom} \times t) \times b_j \text{ tanah}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5.382 \times 1 - (0.16) \times 1700 \\
 &= 8878.080 \text{ Kg} \\
 &= 8.878 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= P + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} + \text{berat tanah} \\
 &= 178.958 \text{ ton} + 7.751 \text{ ton} + 6.453 \text{ ton} + 8.878 \text{ ton} \\
 &= 202.040 \text{ ton} < Q_{pg} = 214.86 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang pancang akan dihitung sebagai berikut:



**Gambar 5.7 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 1**

$$\text{Untuk } x_1 = 0.535 \quad ; y_1 = -0.535$$

$$\begin{aligned}
 -P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{202.04}{4 \text{ tiang}} + \frac{10.8202 \times 0.535}{2 \times 0.286} + \frac{11.364 \times -0.535}{2 \times 0.286}
 \end{aligned}$$

$$= 50.510 + ( 10.1123 ) + ( -10.62 )$$

$$= 50.002 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk } x_2 = -0.535 \quad ; y_2 = -0.535$$

$$-P_2 = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{202.04}{4 \text{ tiang}} + \frac{10.8202 \times -0.535}{2 \times 0.286} + \frac{11.364 \times -0.535}{2 \times 0.286}$$

$$= 50.510 + ( -10.112 ) + ( -10.620 )$$

$$= 29.777 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk } x_3 = 0.535 \quad ; y_3 = 0.535$$

$$-P_3 = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{202.04}{4 \text{ tiang}} + \frac{10.8202 \times 0.535}{2 \times 0.286} + \frac{11.364 \times 0.535}{2 \times 0.286}$$

$$= 50.510 + ( 10.1123 ) + ( 10.6205 )$$

$$= 71.243 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk } x_4 = -0.535 \quad ; y_4 = 0.535$$

$$-P_4 = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$= \frac{202.04}{4 \text{ tiang}} + \frac{10.8202 \times -0.535}{2 \times 0.286} + \frac{11.364 \times 0.535}{2 \times 0.286}$$

$$= 50.510 + ( -10.112 ) + ( 10.6205 )$$

$$= 51.018 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 71.243 \text{ ton} < Q_a = 71.678 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang tipe 1 dengan diameter 0.5 m dengan kedalaman 7.4 m berjumlah 4 tiang aman digunakan.

### 5.2.1.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{25} \\
 &= 23500 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 235000 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\
 &= 1/64 \times \pi \times 50^4 \\
 &= 196640 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Nilai  $k_s$  dapat diambil sebesar  $k_1/1,5$ , dimana  $k_1$  adalah modulus *subgrade* tanah menurut Terzaghi. Nilai  $k_1$  berhubungan dengan  $c_u$  (kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung).

**Tabel 5.4 Hubungan antara  $k_1$  dan  $c_u$**

Konsistensi	Kuat geser tak terdrainase, $c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Rentang $k_1$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Teguh	1,0 - 2,0	1,8 - 3,6
Sangat teguh	2,0 - 4,0	3,6 - 7,2
Keras	> 4,0	> 7,2

sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

$$\begin{aligned}
 k_s &= \frac{k_1}{1.5} \\
 &= \frac{2.7}{1.5} \\
 &= 1.8 \\
 R &= \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot D}}
 \end{aligned}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{235000 \times 196640}{1.8 \times 0.5}}$$

$$= 120.75 \text{ cm} = 1.21 \text{ m}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 3.5 \text{ T}$   
 $5.8 \geq 4.226$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

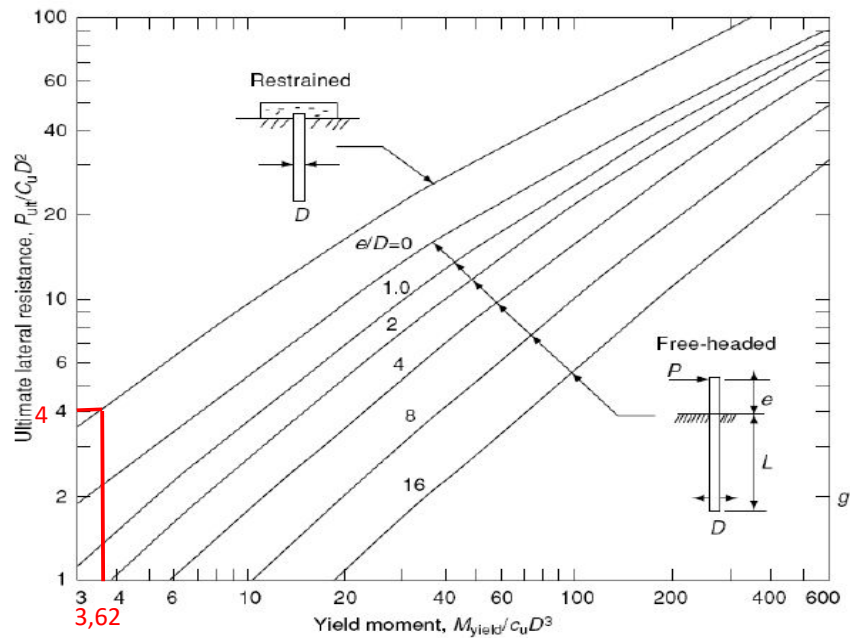
Nilai  $c_u$  yang dipakai adalah  $1,5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$

$$\frac{M_u}{c_u \times D^3} = \frac{1/8 \times q \times L^2}{15 \times 0.5^3}$$

$$= \frac{1/8 \times 1.613 \times 5.8^2}{15 \times 0.5^3}$$

$$= 3.62 \text{ ton m}$$

Jika nilai  $M_u/c_u.D^3$  dimasukkan dalam grafik:



sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

**Gambar 5.8 Grafik Hubungan  $M_u/c_u.D^3$  dan  $H_u/c_u.D^2$  Pondasi Tipe 1**

Maka akan mendapatkan nilai  $H_u/cu.D^*$  yaitu 4

Sehingga didapat:

$$\begin{aligned}
 X_o &= \frac{H_u}{9 \times cu \times D} \\
 &= \frac{4}{9} \\
 &= 0.44444 \\
 H_u &= \frac{2 \times Mu}{1.5 \cdot D + 0.5 \cdot X_o} \\
 &= \frac{2 \times 6.78}{1.5 \times 0.5 + 0.5 \times 0.444} \\
 &= 13.9557 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned}
 H_{u_a} &= \frac{H_u}{2.5} \\
 &= \frac{13.95574815}{2.5} \\
 &= 5.582 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai  $F_x$  dari ETABS adalah : 4759.440 kg = 4.759 ton

Nilai  $F_x$  akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya yaitu 4 tiang

$$\frac{F_x}{4 \text{ tiang}} = \frac{4.759 \text{ ton}}{4 \text{ tiang}} = 1.19 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

Dicoba kontrol  $F_y$  : 5037.240 kg = 5.037 ton

$$\frac{F_y}{4 \text{ tiang}} = \frac{5.037 \text{ ton}}{4 \text{ tiang}} = 1.26 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$



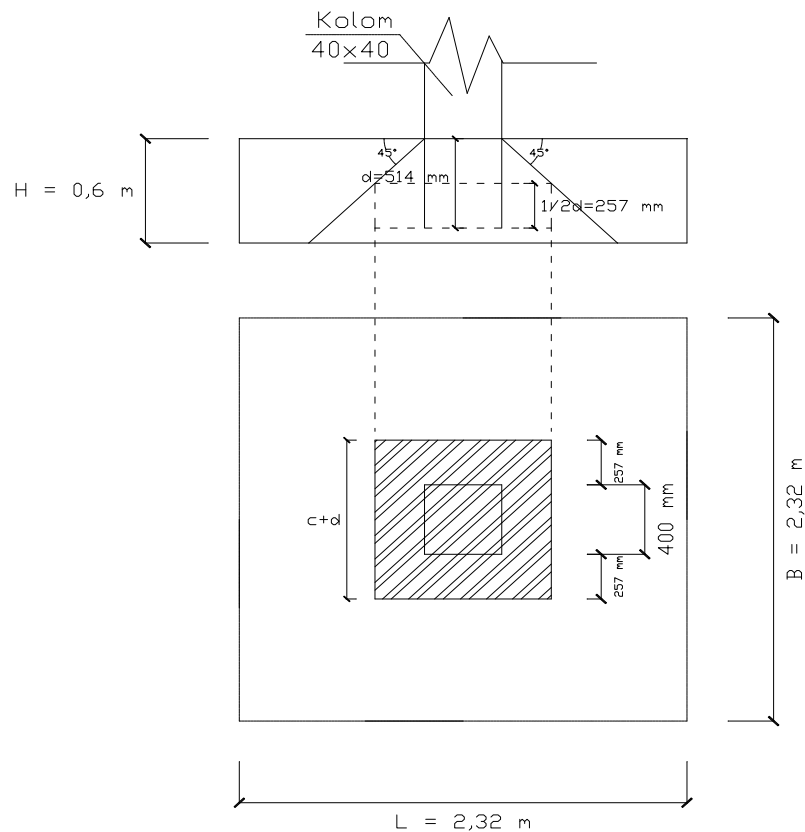
Dicoba kontrol Resultan :

$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \\
 &= 4.759^2 + 5.037^2 \\
 &= 6.930
 \end{aligned}$$

$$\frac{R}{4 \text{ tiang}} = \frac{6.930 \text{ ton}}{4 \text{ tiang}} = 1.73 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

• Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 1

1. Geser Pons akibat kolom



**Gambar 5.9 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 1**

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 600 - 75 - 9.5 \\ &= 516 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\ &= 2 \times (400 + 516) + 2 \times (400 + 516) \\ &= 3662 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{40} = 1$$

- $\alpha_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3662 \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 6294 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 6294 \text{ kN} \\ &= 3776.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{3662} + \sqrt{25} \right) \times 3662 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4819 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4819 \text{ kN} \end{aligned}$$

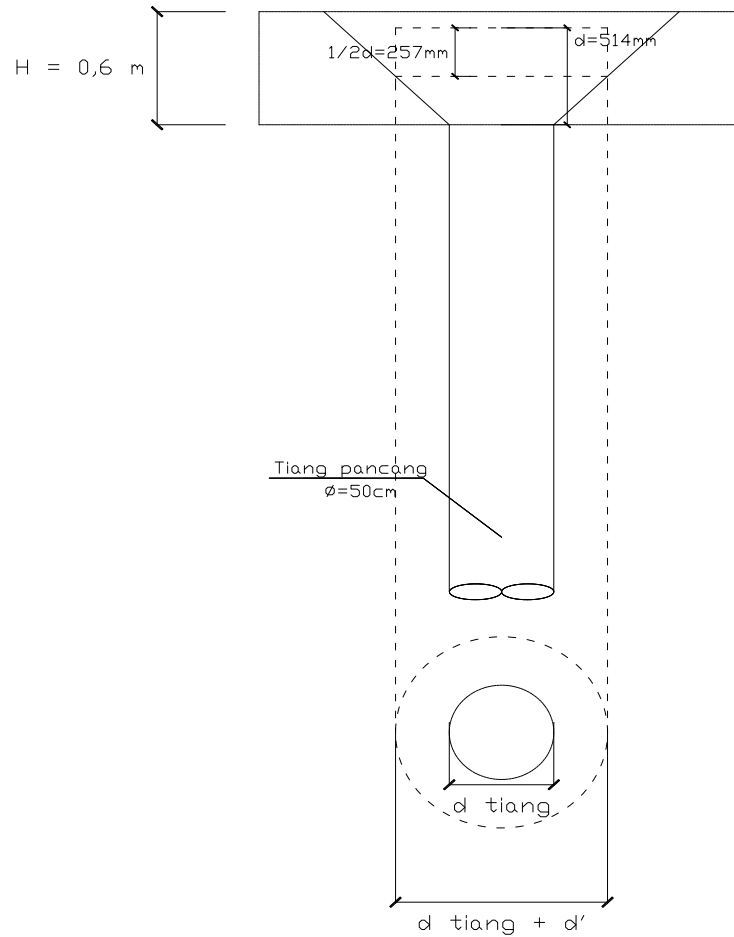
$$\begin{aligned}
 &= 2891.18 \text{ kN} \\
 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3662 \times 515.5 \times 10^{-3} \\
 &= 3146 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0.6 \times 3146 \text{ kN} \\
 &= 1887.76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu 1887.76 kN

Maka  $P = 178958 \text{ Kg} = 1789.58 \text{ kN} < 1887.76 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $P < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



**Gambar 5.10 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 1**

- Tinggi efektif ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 600 - 75 - 9.5 \\ &= 516 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= \pi (D + d) \\ &= 3.14 (500 + 516) \\ &= 3189 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1$$

$$- \alpha_s = 40$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{25}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3189 \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 5480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 5480 \text{ kN} \\ &= 3288.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{25} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{3188.67} + \sqrt{25} \right) \times 3189 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4310 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4310 \text{ kN} \\ &= 2586.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3188.67 \times 515.5 \times 10^{-3} \\ &= 2740 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 2740 \text{ kN} \\ &= 1644 \text{ kN} \end{aligned}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 1643.76 kN

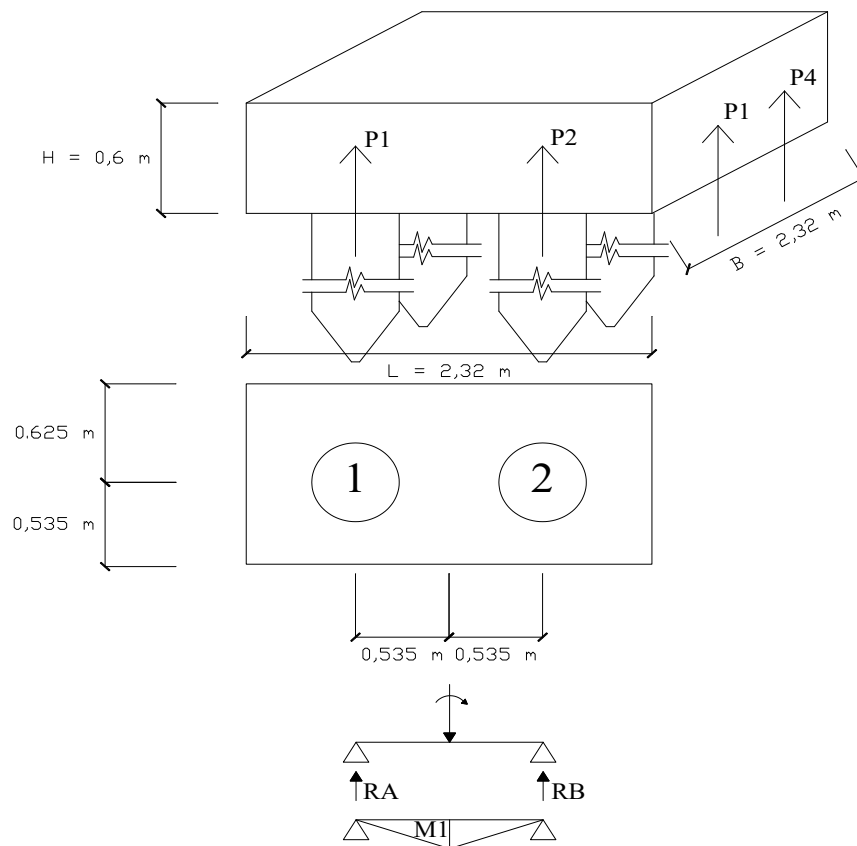
Maka  $P_{\max} = 71243 \text{ Kg} = 712.43 \text{ kN} < 1643.8 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

### 5.2.1.2 Perhitungan Penulangan *Pilecap* Pondasi Tipe 1

Untuk penulangan *pilecap* pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x



Gambar 5.11 Skema Pembebanan Arah X Pilecap Pondasi Tipe 1

$$\begin{aligned}
 RA &= P_1 + P_2 \\
 &= 50.002 \text{ ton} + 29.777 \text{ ton} \\
 &= 79.78 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 RB &= P_3 + P_4 \\
 &= 71.243 \text{ ton} + 51.018 \text{ ton} \\
 &= 122.26 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

diambil nilai terbesar 122.26 ton

$$\begin{aligned}
 \text{Momen yang bekerja} = M1 &= 122.2608 \times 0.535 \\
 &= 65.41 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

$$Mu = M1 = 65409.527 \text{ kgm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{65410 \times 10^4}{0.9} = 726772525 \text{ Nmm}$$

$$b = 2.32 \text{ m}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 19$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 19$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok : D 19

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\
 &= 600 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 19\right) \\
 &= 515.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{726772524.9}{2320 \times 515.5^2} = 1.179
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c}$$

$$= \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059$$

$$\rho_b = 0.85 \left[ \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0.85 \left[ \frac{0.85 \times 25}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 320} \right]$$

$$= 0.037$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.037 = 0.028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{320} = 0.00438$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15.059} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 1.179}{320}} \right]$$

$$= 0.0038$$

$$\text{syarat, } \rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$$

$$0.00438 > 0.0038 < 0.028$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\min} \times b \times d$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.004375 \times 2320 \times 515.5$$

$$= 5232.33 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$



$$= \frac{5232.33}{283.385} = 18.5 \approx 19$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 19 \times 283.385 \\ &= 5384.32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1} \\ &= \frac{2170}{18} = 120.56 \approx 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 19 - 120 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 19

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{tekan}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\ &= 50\% \times 5232.325 \\ &= 2616.163 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

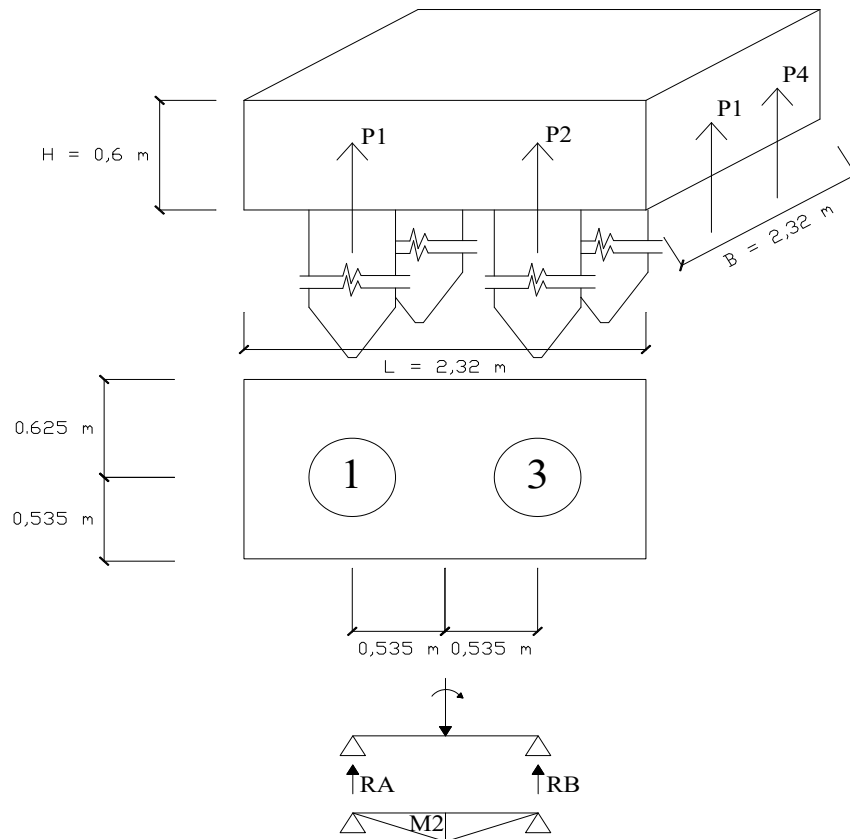
$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{2616.16}{283.385} = 9.23 \approx 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 10 \times 283.385 \\ &= 2833.850 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1} \\ &= \frac{2170}{9} = 241.11 \approx 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 19 - 240 mm

- Penulangan arah y



**Gambar 5.12 Skema Pembebanan Arah Y Pondasi Tipe 1**

$$\begin{aligned}
 R_A &= P_1 + P_4 \\
 &= 50.002 \text{ ton} + 51.018 \text{ ton} \\
 &= 101.02 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_B &= P_2 + P_3 \\
 &= 29.777 \text{ ton} + 71.243 \text{ ton} \\
 &= 101.02 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

diambil nilai terbesar 101.02 ton

$$\begin{aligned}
 \text{Momen yang bekerja} = M_2 &= 101.0199 \times 0.535 \\
 &= 54.05 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

$$M_u = M_2 = 54045.627 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{54046 \times 10^4}{0.9} = 600506969 \text{ Nmm}$$

$$b = 2320 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 19$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 19$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok : D 19

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 600 - 75 - \left( \frac{1}{2} \cdot D 19 \right) \\ &= 515.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{600506969.3}{2320 \times 515.5^2} = 0.974 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85 \times f_c} \\ &= \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.85 \left[ \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0.85 \left[ \frac{0.85 \times 25}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 320} \right] \\ &= 0.037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.037 = 0.028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{320} = 0.00438$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15.059} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 0.974}{320}} \right] \\ &= 0.0031\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\ 0.00438 &> 0.0031 < 0.028\end{aligned}$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\min} \times b \times d$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.004375 \times 2320 \times 515.5 \\ &= 5232.33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{5232.33}{283.385} = 18.5 \approx 19\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 19 \times 283.385 \\ &= 5384.315\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{18} \\ &= \frac{2170}{18} = 120.56 \approx 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 19 - 120 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 19

$$A_{s_{\text{tekan}}} = 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$= 50\% \times 5232.325$$

$$= 2616.163 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ tekan}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{2616.16}{283.385} = 9.23 \approx 10$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 10 \times 283.385$$

$$= 2833.9 \text{ mm}^2$$

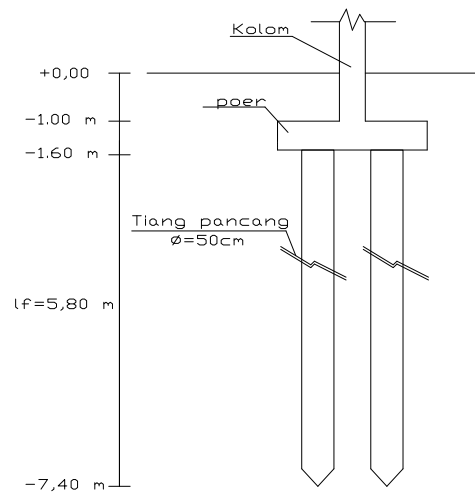
$$s = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1}$$

$$= \frac{2170}{9} = 241.11 \approx 240 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 19 - 240 mm

## 5.2.2 Pondasi Tipe 2

### 5.2.2.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 2



**Gambar 5.13 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 2**

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal ( $F_z$ ) : 90079 Kg = 90.079 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) : 11321 Kg = 11.32 ton
- Momen arah Y ( $M_y$ ) : 14417 Kg = 14.417 ton
- Diameter tiang ( $D$ ) : 50 cm = 0.50 m
- Kedalaman tiang ( $H$ ) : 7.4 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) : 0.6 m
- Panjang tiang pancang ( $L_f$ ) : 5.8 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) : 1159 cm<sup>2</sup> (WIKABETON)  
: 0.116 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang pancang ( $p$ ) :  $\pi D$  =  $\pi \times 0.50$   
= 1.57 m

$$\begin{aligned}
 &= 157.143 \text{ cm} \\
 \bullet \text{ Luas selimut (A}_s\text{)} &: p \cdot L_f = 1.57 \text{ m} \times 5.8 \text{ m} \\
 &= 9.11 \text{ m}^2 \\
 \bullet \text{ Berat sendiri (W}_p\text{)} &: A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0.1159 \times 5.8 \times 2400 \\
 &= 1613.328 \text{ Kg} \\
 &= 1.613 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### 5.2.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang pancang yaitu:

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

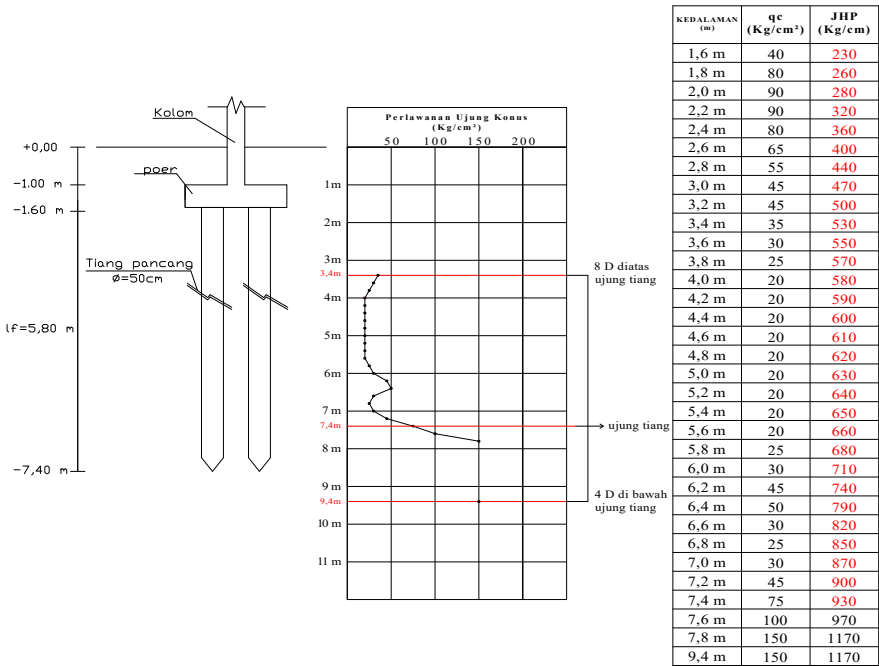
- Menghitung nilai qc

Nilai qc pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara 8D diatas

ujung tiang (qc2) dan 4D dibawah ujung tiang (qc1), yaitu :

$$\begin{aligned}
 - 8 \text{ D diatas ujung tiang} &= 7.4 \text{ m} - 8 \text{ D} \\
 &= 7.4 \text{ m} - (8 \times 0.50 \text{ m}) \\
 &= 3.4 \text{ m} \\
 - 4 \text{ D dibawah ujung tiang} &= 7.4 \text{ m} + 4 \text{ D} \\
 &= 7.4 \text{ m} + (4 \times 0.50 \text{ m}) \\
 &= 9.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 5.14 Rencana Pondasi Tipe 2 dan Grafik  $q_c$

Tabel 5.5 Nilai  $q_c$  Pondasi Tipe 2

Kedalaman (m)	$q_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
3.4	35
3.6	30
3.8	25
4	20
4.2	20
4.4	20
4.6	20
4.8	20
5	20
5.2	20



5.4	20
5.6	20
5.8	25
6	30
6.2	45
6.4	50
6.6	30
6.8	25
7	30
7.2	45
7.4	75
<b>Σ qc2</b>	<b>625</b>
7.4	75
7.6	100
7.8	150
9.4	150
<b>Σ qc1</b>	<b>475</b>

$$qc\ 2 = \frac{\Sigma\ qc2\ rata-rata}{21}$$

$$= \frac{625}{21}$$

$$= 29.76 \approx 30$$

$$qc\ 1 = \frac{\Sigma\ qc1\ rata-rata}{4}$$

$$= \frac{475}{4}$$

$$= 118.8 \approx 119$$

$$JHP = \frac{\Sigma\ JHP\ rata-rata}{30}$$

$$= \frac{17780}{30}$$

$$= 593$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang pancang adalah:

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p \\ &= \frac{119 + 30}{2} \times 1159 \\ &= 86062.649 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= p \times F_s \\ &= 157.143 \times 593 \\ &= 93133.333 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 86062.649 + 93133.333 \\ &= 179195.982 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

**Tabel 5.6 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 2**

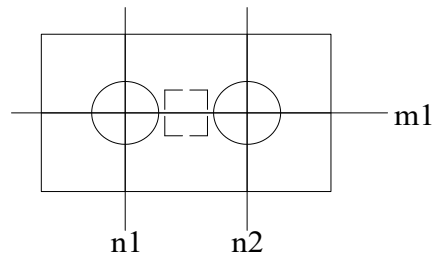
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	2	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Sumber : Reese & O' Neil, 1989

$$Q_a = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{179195.982}{2.5} = 71678.393 \text{ Kg} = 71.678 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang pancang (n) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{90.079 \text{ ton}}{71.678 \text{ ton}} = 1.26 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang, dicoba 2 tiang}$$



**Gambar 5.15 Rencana Susunan Pondasi Tipe 2 (2 tiang)**

dimana : m (jumlah baris tiang) : 1 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2 - 2 \times 0,5}{1 + 2 - 2} \\
 &= \frac{0,57}{1} = 0,57 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak minimum tiang adalah:  $S > 2D$

$$S > 1 \text{ m}$$

Maka akan dicoba  $s = 1 \text{ m}$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \Theta \\
 &= 1 - \left[ \frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right] \Theta \\
 &\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= 1 - \left[ \frac{1}{180} \right] \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1}
 \end{aligned}$$

$$= 1 - 0.00257$$

$$= 0.99743 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0.3}{m + n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \times 1 \times (1 + 2 - 2)}{(75 \times 1 - 7) \cdot (1 + 2 - 1)} \right] + \frac{0.3}{1 + 2}$$

$$= 0.735 + 0.1$$

$$= 0.835 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Feld (2 tiang)

$$E_g = \frac{15}{16} = 0.938 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

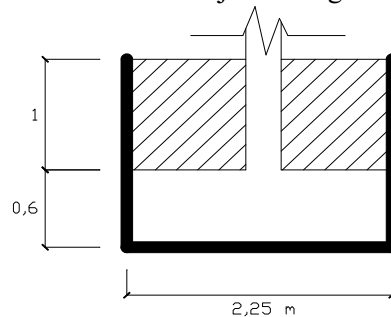
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu 0.835

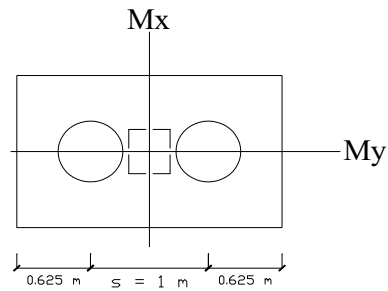
Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0.625 m$$

maka diambil nilai 0.625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.





**Gambar 5.16 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2 (2 tiang)**

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang pancang adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0.835 \times 2 \text{ tiang} \times 71.68 \text{ ton} \\
 &= 119.75 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times B_j \text{ beton} \\
 &= 2.250 \times 1.250 \times 0.6 \times 2400 \\
 &= 1.688 \times 2400 \\
 &= 4050 \text{ Kg} \\
 &= 4.050 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 1.613 \text{ ton} \times 2 \text{ tiang} \\
 &= 3.227 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

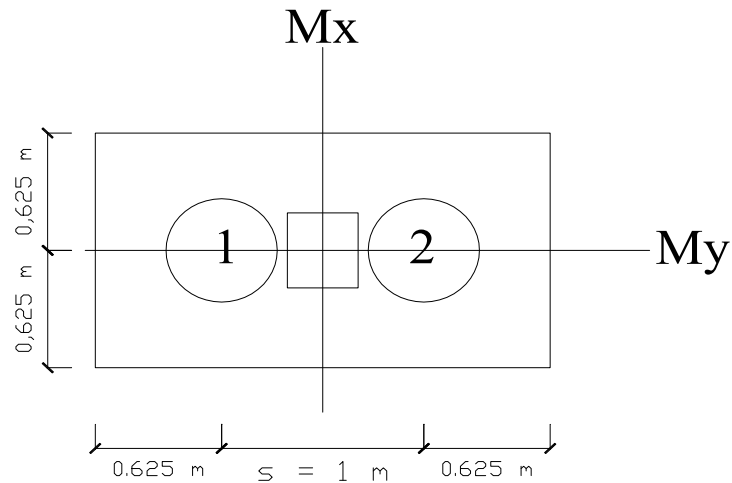
- Menghitung berat tanah diatas pilecap

$$= (p \times l) \times t - (b \text{ kolom} \times h \text{ kolom} \times t) \times b_j \text{ tanah}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1.688) \times 1 - (0.16) \times 1700 \\
 &= 2596.750 \text{ kg} \\
 &= 2.597 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= P + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} + \text{berat tanah} \\
 &= 90.079 \text{ ton} + 4.050 \text{ ton} + 3.227 \text{ ton} + 2.597 \text{ ton} \\
 &= 99.952 \text{ ton} < Q_{pg} = 119.745 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang pancang akan dihitung sebagai berikut:



**Gambar 5.17 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 2**

Untuk  $x_1 = 0.5$  ;  $y_1 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{99.952}{2 \text{ tiang}} + \frac{14.4167 \times 0.5}{2 \times 0.250} + \frac{11.321 \times 0}{1 \times 0} \\
 &= 24.988 + (14.417) + (0)
 \end{aligned}$$

$$= 39.405 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk } x_2 = -0.5 \quad ; y_2 = 0$$

$$\begin{aligned} -P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= \frac{99.95}{2 \text{ tiang}} + \frac{14.4167 \times -0.5}{2 \times 0.250} + \frac{11.321 \times 0}{1 \times 0} \\ &= 24.988 + (-14.417) + (0) \\ &= 10.571 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 39.405 \text{ ton} < Q_a = 71.678 \text{ ton} \quad \text{..... (OK)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang tipe 2 dengan diameter 0.5 m dengan kedalaman 7.4 m berjumlah 2 tiang aman digunakan.

#### 5.2.2.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ N/mm}^2 \\ &= 235000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 50^4 \\ &= 196640 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai  $k_s$  dapat diambil sebesar  $k_1/1.5$ , dimana  $k_1$  adalah modulus *subgrade* tanah menurut Terzaghi. Nilai  $k_1$  berhubungan dengan  $c_u$  (kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung).

Tabel 5.7 Hubungan antara  $k_1$  dan  $c_u$

Konsistensi	Kuat geser tak terdrainase, $c_u$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	Rentang $k_1$ ( $\text{kg/cm}^3$ )
Teguh	1,0 - 2,0	1,8 - 3,6
Sangat teguh	2,0 - 4,0	3,6 - 7,2
Keras	> 4,0	> 7,2

sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

$$k_s = \frac{k_1}{1.5}$$

$$= \frac{2.7}{1.5}$$

$$= 1.8$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot D}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{235000 \times 196640}{1.8 \times 0.5}}$$

$$= 120.75 \text{ cm} = 1.21 \text{ m}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 3.5 \text{ T}$

$$5.8 \geq 4.226$$

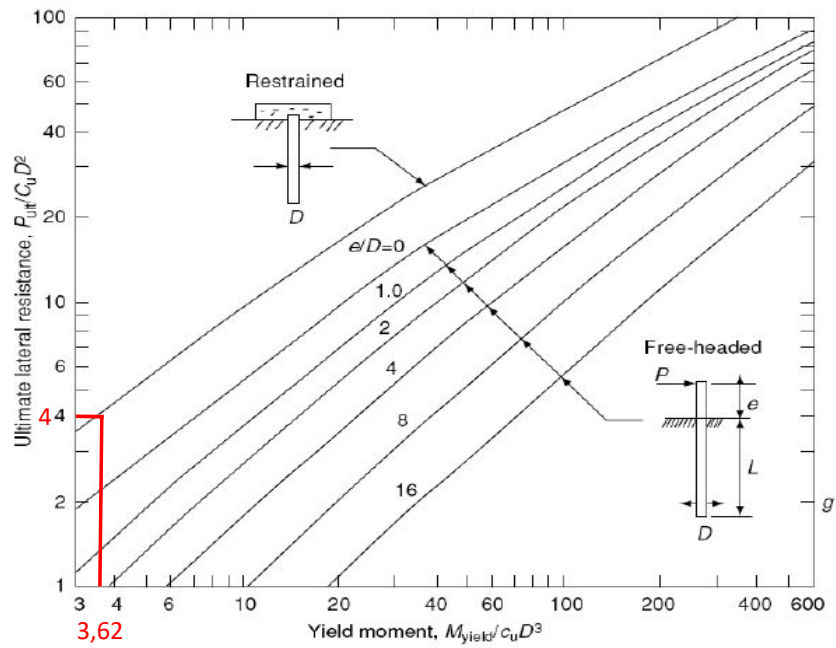
Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Nilai  $c_u$  yang dipakai adalah  $1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{c_u \times D^3} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{15 \times 0.5^3} \\ &= \frac{1/8 \times 1.613 \times 5.8^2}{15 \times 0.5^3} \\ &= 3.62 \text{ ton m} \end{aligned}$$

Jika nilai  $Mu/c_u \cdot D^3$  dimasukkan dalam grafik:





sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

**Gambar 5.18 Grafik Hubungan  $M_u/c_u.D^3$  dan  $H_u/c_u.D^2$  Pondasi Tipe 2**  
Maka akan mendapatkan nilai  $H_u/c_u.D^2$  yaitu 4

Sehingga didapat:

$$\begin{aligned}
 X_o &= \frac{H_u}{9 \times c_u \times D} \\
 &= \frac{4}{9} \\
 &= 0.44444 \\
 H_u &= \frac{2 \times M_u}{1.5 \cdot D + 0.5 \cdot X_o} \\
 &= \frac{2 \times 6.78}{1.5 \times 0.5 + 0.5 \times 0.444} \\
 &= 13.9557 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned}
 H_{u_a} &= \frac{H_u}{2.5} \\
 &= \frac{13.95574815}{2.5} \\
 &= 5.582 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai  $F_x$  dari ETABS adalah : 6421.590 kg = 6.422 ton

Nilai  $F_x$  akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya yaitu 2 tiang

$$\frac{F_x}{2 \text{ tiang}} = \frac{6.422 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 3.21 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

Dicoba kontrol  $F_y$  : 4985.960 kg = 4.986 ton

$$\frac{F_y}{2 \text{ tiang}} = \frac{4.986 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 2.49 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

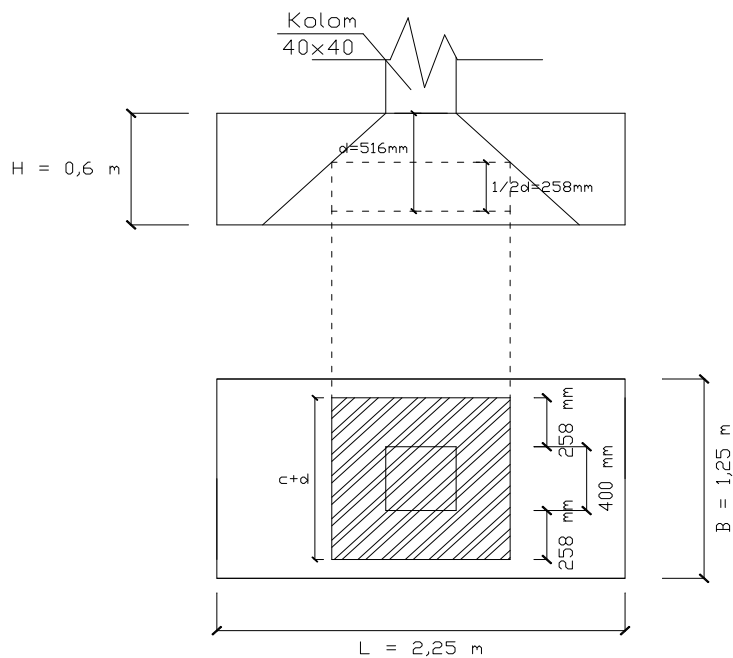
Dicoba kontrol Resultan :

$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \\
 &= \sqrt{6.422^2 + 4.986^2} \\
 &= 8.130
 \end{aligned}$$

$$\frac{R}{2 \text{ tiang}} = \frac{8.130 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 4.06 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

- Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 2

1. Geser Pons akibat kolom



**Gambar 5.19 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 2**

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 600 - 75 - 9.5 \\
 &= 516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (400 + 516) + 2 \times (400 + 516) \\
 &= 3662 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{40} = 1$$

- $\alpha_s = 30$  (karena termasuk kolom bagian tepi)

- Kuat geser beton maksimum

$$1. \quad V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d$$

$$= 1 + \frac{2}{1} \times \sqrt{\frac{25}{3}} \times 3662 \times 516 \times 10^{-3}$$

$$= 6294 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 6294 \text{ kN}$$

$$= 3776,12 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{30 \times 516}{3662} + \sqrt{25} \right) \times 3662 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4597 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 4597 \text{ kN}$$

$$= 2758,31 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3662 \times 515,5 \times 10^{-3} \\ &= 3146 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 3146 \text{ kN}$$

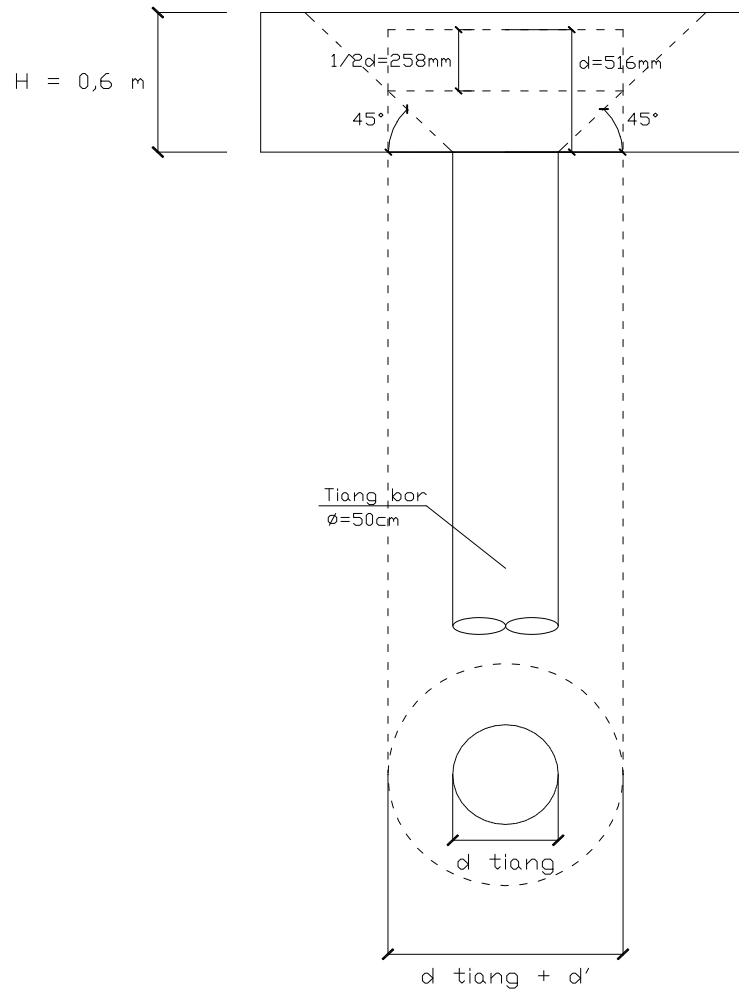
$$= 1887,76 \text{ kN}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu 1887.76 kN

Maka  $P = 90079 \text{ Kg} = 900,79 \text{ kN} < 1887,76 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $P < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



**Gambar 5.20 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 2**

- Tinggi efektif ( $d$ )
 
$$d = \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar}$$

$$= 600 - 75 - 9.5$$

$$= 516\text{ mm}$$
- Bidang kritis geser pons
 
$$b_o = \pi (D + d)$$

$$= 3.14 (500 + 516)$$

$$= 3189 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1$$

- $\alpha_s = 30$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{25}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1.00} \times \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3189 \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 5480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 5480 \text{ kN} \\ &= 3288.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{25} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{30 \times 516}{3188.67} + \sqrt{25} \right) \times 3189 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4089 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4089 \text{ kN} \\ &= 2453.31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3188.67 \times 515.5 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$= 2740 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 2740 \text{ kN}$$

$$= 1644 \text{ kN}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 1643.76 kN

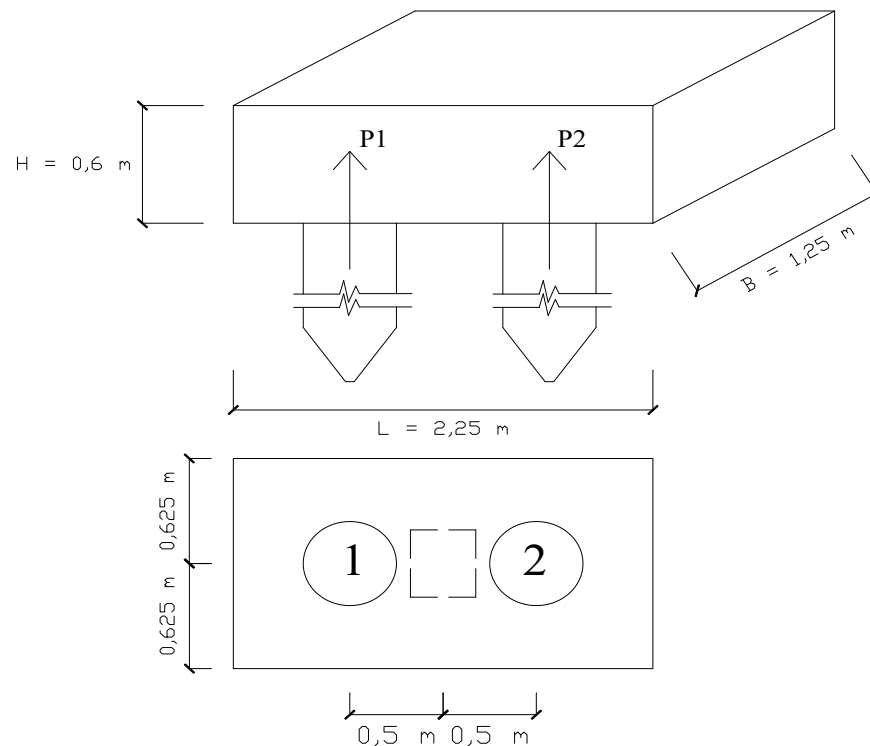
Maka  $P_{\max} = 39405 \text{ Kg} = 394.05 \text{ kN} < 1643.8 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

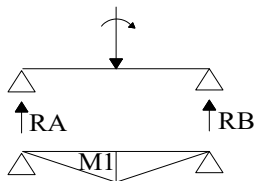
Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

### 5.2.2.2 Perhitungan Penulangan *Pilecap* Pondasi Tipe 2

Untuk penulangan *pilecap* pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x





**Gambar 5.21 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 2**

$$R_A = P_1 + P_2$$

$$= 39.405 \text{ ton} + 10.571 \text{ ton}$$

$$= 49.98 \text{ ton}$$

$$\text{Momen yang bekerja} = M_1 = 49.98 \text{ ton} \times 0.5$$

$$= 24.99 \text{ ton m}$$

$$M_u = M_1 = 24988.074 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{24988 \times 10^4}{0.9} = 277645267 \text{ Nmm}$$

$$b = 2.25 \text{ m}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D } 19$$

$$\text{Tulangan tekan} = \text{D } 19$$

$$\text{Direncanakan menggunakan tulangan pokok : D } 19$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan}$$

$$= 600 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot \text{D } 19\right)$$

$$= 515.5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{277645266.7}{2250 \times 515.5^2} = 0.464$$



$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c}$$

$$= \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059$$

$$\rho_b = 0.85 \left[ \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0.85 \left[ \frac{0.85 \times 25}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 320} \right]$$

$$= 0.037$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.037 = 0.028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{320} = 0.00438$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15.059} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 0.464}{320}} \right]$$

$$= 0.0015$$

$$\text{syarat, } \rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$$

$$0.00438 > 0.0015 < 0.028$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\min} \times b \times d$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.0044 \times 2250 \times 515.5$$

$$= 5074.45 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{5074.45}{283.385} = 17.9 \approx 18$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 18 \times 283.385$$

$$= 5100.93 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1}$$

$$= \frac{2100}{17} = 123.53 \approx 120 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 19 - 120 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 19

$$A_{s_{\text{tekan}}} = 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$= 50\% \times 5074.453$$

$$= 2537.227 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{2537.23}{283.385} = 8.95 \approx 9$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 9 \times 283.385$$

$$= 2550.465 \text{ mm}^2$$

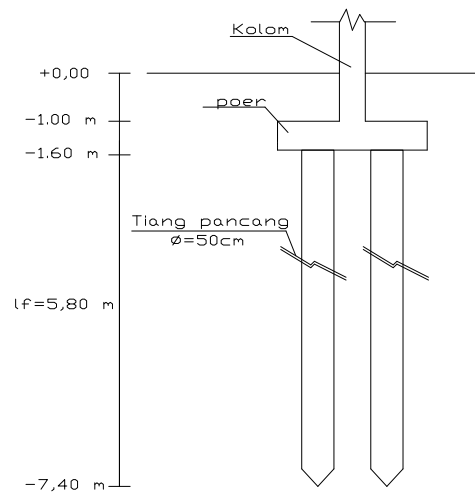
$$s = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1}$$

$$= \frac{2100}{8} = 262.50 \approx 260 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 19 - 260 mm

### 5.2.3 Pondasi Tipe 3

#### 5.2.3.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tipe 3



**Gambar 5.22 Rencana Dimensi Pondasi Tipe 3**

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- Gaya Vertikal ( $F_z$ ) : 59782 Kg = 59.782 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) : 14814 Kg = 14.81 ton
- Momen arah Y ( $M_y$ ) : 13169 Kg = 13.169 ton
- Diameter tiang ( $D$ ) : 50 cm = 0.50 m
- Kedalaman tiang ( $H$ ) : 7.4 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) : 0.6 m
- Panjang tiang pancang ( $L_f$ ) : 5.8 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) : 1159 cm<sup>2</sup> (WIKABETON)  
: 0.116 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang pancang ( $p$ ) :  $\pi D$  =  $\pi \times 0.50$   
= 1.57 m

$$\begin{aligned}
 &= 157.143 \text{ cm} \\
 \bullet \text{ Luas selimut (A}_s\text{)} &: p \cdot L_f = 1.57 \text{ m} \times 5.8 \text{ m} \\
 &= 9.11 \text{ m}^2 \\
 \bullet \text{ Berat sendiri (W}_p\text{)} &: A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0.1159 \times 5.8 \times 2400 \\
 &= 1613.328 \text{ Kg} \\
 &= 1.613 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### 5.2.3.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang pancang yaitu:

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

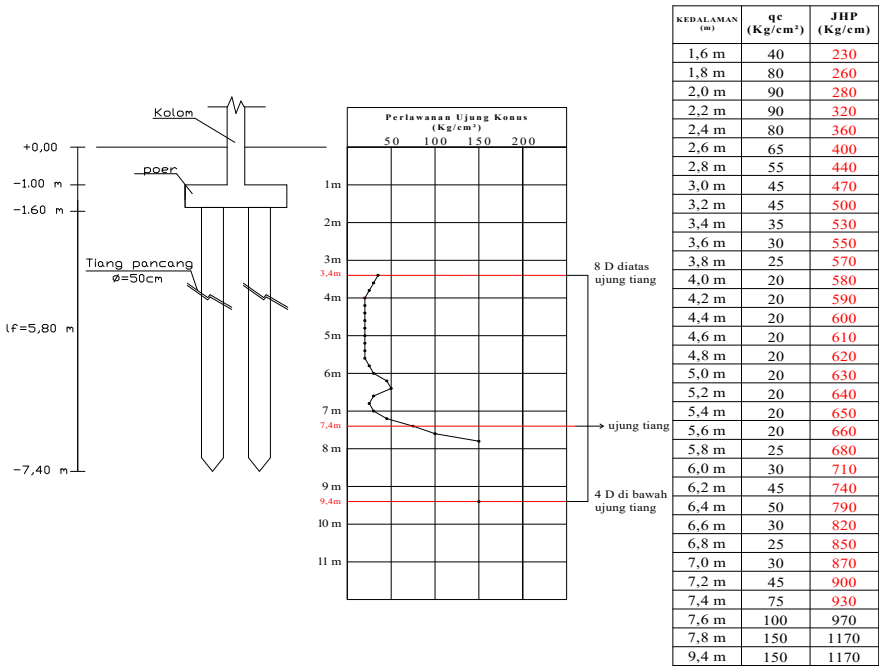
- Menghitung nilai qc

Nilai qc pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara 8D diatas

ujung tiang (qc2) dan 4D dibawah ujung tiang (qc1), yaitu :

$$\begin{aligned}
 - 8 \text{ D diatas ujung tiang} &= 7.4 \text{ m} - 8 \text{ D} \\
 &= 7.4 \text{ m} - (8 \times 0.50 \text{ m}) \\
 &= 3.4 \text{ m} \\
 - 4 \text{ D dibawah ujung tiang} &= 7.4 \text{ m} + 4 \text{ D} \\
 &= 7.4 \text{ m} + (4 \times 0.50 \text{ m}) \\
 &= 9.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 5.23 Rencana Pondasi Tipe 3 dan Grafik  $q_c$

Tabel 5.8 Nilai  $q_c$  Pondasi Tipe 3

Kedalaman (m)	$q_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
3.4	35
3.6	30
3.8	25
4	20
4.2	20
4.4	20
4.6	20
4.8	20
5	20
5.2	20

5.4	20
5.6	20
5.8	25
6	30
6.2	45
6.4	50
6.6	30
6.8	25
7	30
7.2	45
7.4	75
<b>Σ qc2</b>	<b>625</b>
7.4	75
7.6	100
7.8	150
9.4	150
<b>Σ qc1</b>	<b>475</b>

$$qc_2 = \frac{\Sigma qc_2 \text{ rata-rata}}{21}$$

$$= \frac{625}{21}$$

$$= 29.76 \approx 30$$

$$JHP = \frac{\Sigma JHP \text{ rata-rata}}{30}$$

$$= \frac{17780}{30}$$

$$= 593$$

$$qc_1 = \frac{\Sigma qc_1 \text{ rata-rata}}{4}$$

$$= \frac{475}{4}$$

$$= 118.8 \approx 119$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang pancang adalah:

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p \\ &= \frac{119 + 30}{2} \times 1159 \\ &= 86062.649 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= p \times F_s \\ &= 157.143 \times 593 \\ &= 93133.333 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 86062.649 + 93133.333 \\ &= 179195.982 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

**Tabel 5.9 Nilai Faktor Keamanan Pondasi Tipe 3**

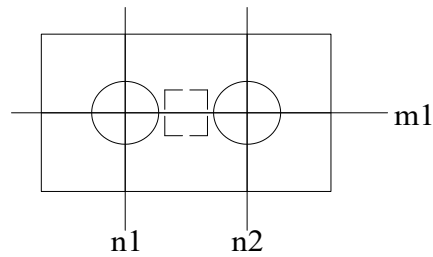
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	2	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Sumber : Reese & O' Neil, 1989

$$Q_a = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{179195.982}{2.5} = 71678.393 \text{ Kg} = 71.678 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang pancang ( $n$ ) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{59.782 \text{ ton}}{71.678 \text{ ton}} = 0.83 \text{ tiang} \approx 1 \text{ tiang, dicoba 2 tiang}$$



**Gambar 5.24 Rencana Susunan Pondasi Tipe 3 (2 tiang)**

dimana : m (jumlah baris tiang) : 1 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2 - 2 \times 0,5}{1 + 2 - 2} \\
 &= \frac{0,57}{1} = 0,57 \text{ m} < 3 D = 1,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak minimum tiang adalah:  $S > 2D$

$$S > 1 \text{ m}$$

Maka akan dicoba  $s = 1 \text{ m}$

Karena  $S < 3 D$ , maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang ( $E_g$ ) :

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \Theta \\
 &= 1 - \left[ \frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right] \Theta \\
 &\quad \times \tan^{-1} \frac{D}{s} \\
 &= 1 - \left[ \frac{1}{180} \right] \times \tan^{-1} \frac{0,5}{1}
 \end{aligned}$$



$$= 1 - 0.00257$$

$$= 0.99743 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0.3}{m + n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \times 1 \times (1 + 2 - 2)}{(75 \times 1 - 7) \cdot (1 + 2 - 1)} \right] + \frac{0.3}{1 + 2}$$

$$= 0.735 + 0.1$$

$$= 0.835 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Feld (2 tiang)

$$E_g = \frac{15}{16} = 0.938 < 1 \text{ ..... (OK)}$$

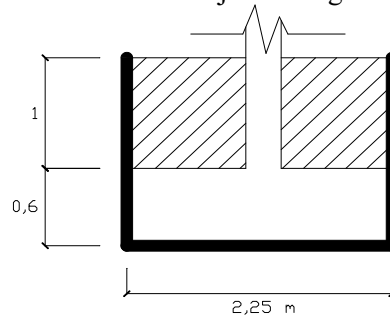
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu 0.835

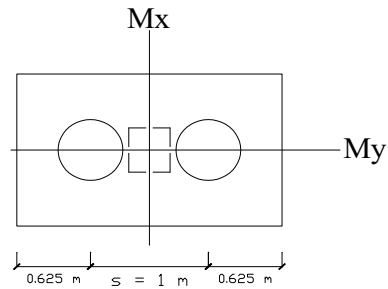
Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0.625 m$$

maka diambil nilai 0.625 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.





**Gambar 5.25 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3 (2 tiang)**

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang pancang adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0.835 \times 2 \text{ tiang} \times 71.68 \text{ ton} \\
 &= 119.75 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times B_j \text{ beton} \\
 &= 2.250 \times 1.250 \times 0.6 \times 2400 \\
 &= 1.688 \times 2400 \\
 &= 4050 \text{ Kg} \\
 &= 4.050 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 1.613 \text{ ton} \times 2 \text{ tiang} \\
 &= 3.227 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

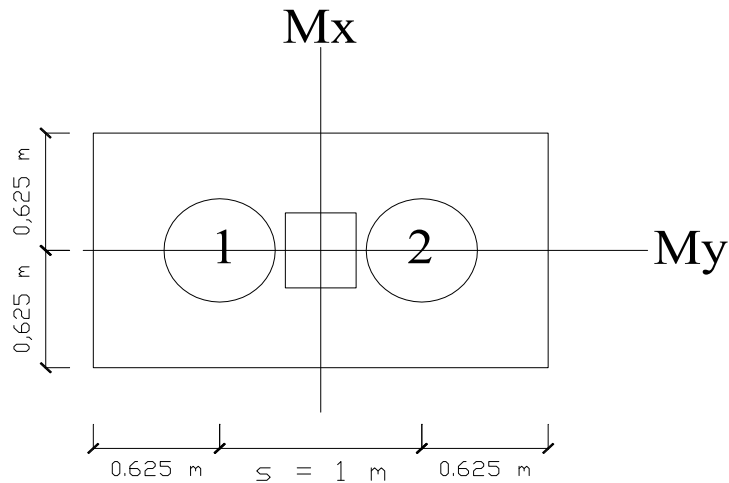
- Menghitung berat tanah diatas pilecap

$$= (p \times l) \times t - (b \text{ kolom} \times h \text{ kolom} \times t) \times b_j \text{ tanah}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1.688) \times 1 - (0.16) \times 1700 \\
 &= 2596.750 \text{ kg} \\
 &= 2.597 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= P + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} + \text{berat tanah} \\
 &= 59.782 \text{ ton} + 4.050 \text{ ton} + 3.227 \text{ ton} + 2.597 \text{ ton} \\
 &= 69.655 \text{ ton} < Q_{pg} = 119.745 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang pancang akan dihitung sebagai berikut:



**Gambar 5.26 Dimensi Pilecap Pondasi Tipe 3**

Untuk  $x_1 = 0.5$  ;  $y_1 = 0$

$$\begin{aligned}
 -P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\
 &= \frac{69.655}{2 \text{ tiang}} + \frac{13.1692 \times 0.5}{2 \times 0.250} + \frac{14.814 \times 0}{1 \times 0} \\
 &= 17.414 + (13.169) + (0)
 \end{aligned}$$

$$= 30.583 \text{ ton}$$

$$\text{Untuk } x_2 = -0.5 \quad ; y_2 = 0$$

$$\begin{aligned} -P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= \frac{69.66}{2 \text{ tiang}} + \frac{13.1692 \times -0.5}{2 \times 0.250} + \frac{14.814 \times 0}{1 \times 0} \\ &= 17.414 + (-13.169) + (0) \\ &= 4.245 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 30.583 \text{ ton} < Q_a = 71.678 \text{ ton} \quad \text{..... (OK)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang tipe 3 dengan diameter 0.5 m dengan kedalaman 7.4 m berjumlah 2 tiang aman digunakan.

#### 5.2.3.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ N/mm}^2 \\ &= 235000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 50^4 \\ &= 196640 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai  $k_s$  dapat diambil sebesar  $k_1/1.5$ , dimana  $k_1$  adalah modulus *subgrade* tanah menurut Terzaghi. Nilai  $k_1$  berhubungan dengan  $c_u$  (kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung).

**Tabel 5.10 Hubungan antara  $k_1$  dan  $c_u$**

Konsistensi	Kuat geser tak terdrainase, $c_u$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	Rentang $k_1$ ( $\text{kg/cm}^3$ )
Teguh	1,0 - 2,0	1,8 - 3,6
Sangat teguh	2,0 - 4,0	3,6 - 7,2
Keras	> 4,0	> 7,2

sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

$$k_s = \frac{k_1}{1.5}$$

$$= \frac{2.7}{1.5}$$

$$= 1.8$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot D}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{235000 \times 196640}{1.8 \times 0.5}}$$

$$= 120.75 \text{ cm} = 1.21 \text{ m}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:  $L \geq 3.5 \text{ T}$

$$5.8 \geq 4.226$$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

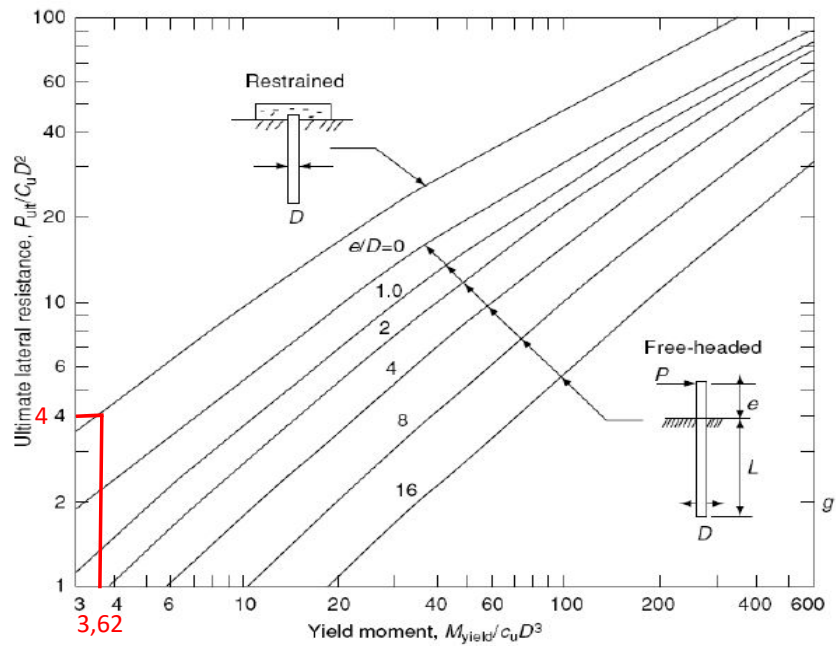
Nilai  $c_u$  yang dipakai adalah  $1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$

$$\frac{Mu}{c_u \times D^3} = \frac{1/8 \times q \times L^2}{15 \times 0.5^3}$$

$$= \frac{1/8 \times 1.613 \times 5.8^2}{15 \times 0.5^3}$$

$$= 3.62 \text{ ton m}$$

Jika nilai  $Mu/c_u \cdot D^3$  dimasukkan dalam grafik:



sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005

**Gambar 5.27 Grafik Hubungan  $M_u/c_u.D^3$  dan  $H_u/c_u.D^2$  Pondasi Tipe 3**  
Maka akan mendapatkan nilai  $H_u/c_u.D^2$  yaitu 4

Sehingga didapat:

$$X_o = \frac{H_u}{9 \times c_u \times D}$$

$$= \frac{4}{9}$$

$$= 0.44444$$

$$H_u = \frac{2 \times M_u}{1.5 \cdot D + 0.5 \cdot X_o}$$

$$= \frac{2 \times 6.78}{1.5 \times 0.5 + 0.5 \times 0.444}$$

$$= 13.9557 \text{ ton}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned}
 H_{u_a} &= \frac{H_u}{2.5} \\
 &= \frac{13.95574815}{2.5} \\
 &= 5.582 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai Fx dari ETABS adalah : 5833.800 kg = 5.834 ton

Nilai Fx akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya yaitu 2 tiang

$$\frac{F_x}{2 \text{ tiang}} = \frac{5.834 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 2.92 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

Dicoba kontrol Fy : 6578.140 kg = 6.578 ton

$$\frac{F_y}{2 \text{ tiang}} = \frac{6.578 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 3.29 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

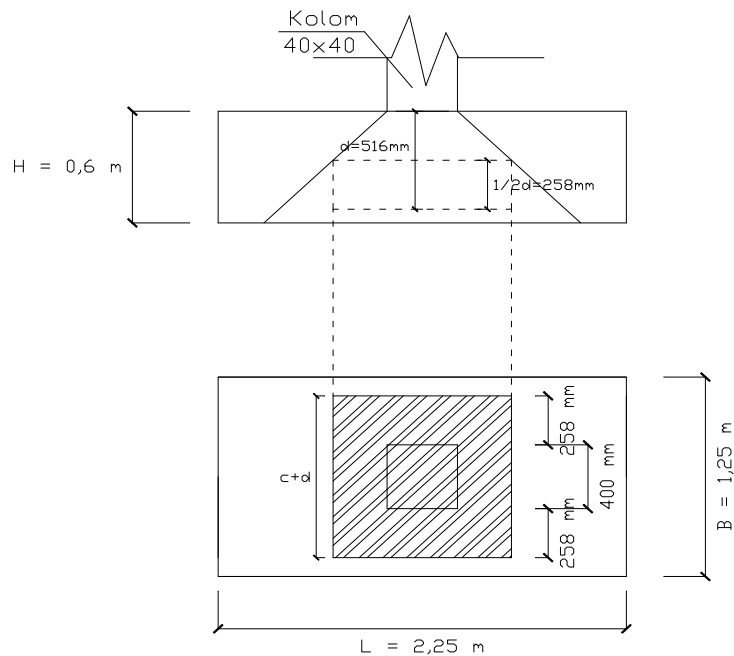
Dicoba kontrol Resultan :

$$\begin{aligned}
 R &= \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \\
 &= \sqrt{5.834^2 + 6.578^2} \\
 &= 8.792
 \end{aligned}$$

$$\frac{R}{2 \text{ tiang}} = \frac{8.792 \text{ ton}}{2 \text{ tiang}} = 4.40 \text{ ton} < 5.582 \text{ ton} \dots\dots\dots \textbf{(OK)}$$

- Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe 3

1. Geser Pons akibat kolom



**Gambar 5.28 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe 3**

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 600 - 75 - 9.5 \\
 &= 516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (400 + 516) + 2 \times (400 + 516) \\
 &= 3662 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{40}{40} = 1$$

- $\alpha_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$1. \quad V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d$$



$$= 1 + \frac{2}{1} \times \sqrt{\frac{25}{3}} \times 3662 \times 516 \times 10^{-3}$$

$$= 6294 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 6294 \text{ kN}$$

$$= 3776,12 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{3662} + \sqrt{25} \right) \times 3662 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4819 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 4819 \text{ kN}$$

$$= 2891,18 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3662 \times 515,5 \times 10^{-3} \\ &= 3146 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 3146 \text{ kN}$$

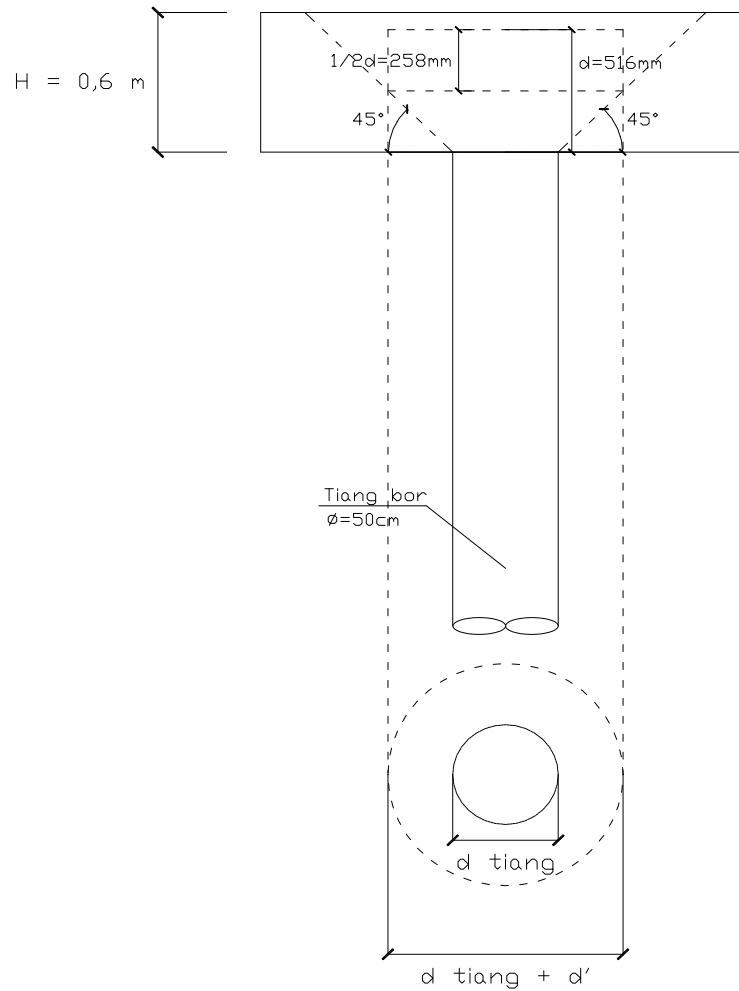
$$= 1887,76 \text{ kN}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu 1887.76 kN

Maka  $P = 59782 \text{ Kg} = 597.82 \text{ kN} < 1887.76 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena  $P < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Geser Pons akibat tiang pondasi



**Gambar 5.29 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe 3**

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 600 - 75 - 9.5 \\
 &= 516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= \pi (D + d) \\
 &= 3.14 (500 + 516)
 \end{aligned}$$

$$= 3189 \text{ mm}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (  $\beta_c$  )

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1$$

-  $\alpha_s = 40$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{25}{3}} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1.00} \times \sqrt{\frac{25}{3}} \times 3189 \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 5480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 5480 \text{ kN} \\ &= 3288.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{\frac{25}{3}} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left( \frac{40 \times 516}{3188.67} + \sqrt{\frac{25}{3}} \right) \times 3189 \\ &\quad \times 516 \times 10^{-3} \\ &= 4310 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4310 \text{ kN} \\ &= 2586.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{3} \times 3188.67 \times 515.5 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$= 2740 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c$$

$$= 0,6 \times 2740 \text{ kN}$$

$$= 1644 \text{ kN}$$

diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu: 1643.76 kN

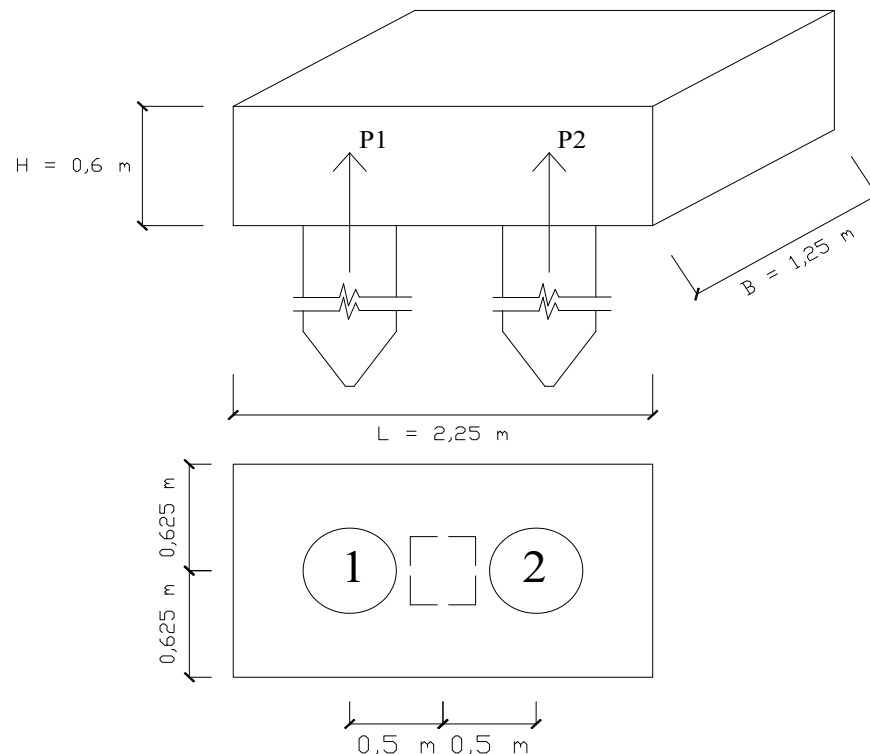
Maka  $P_{\max} = 30583 \text{ Kg} = 305.83 \text{ kN} < 1643.8 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

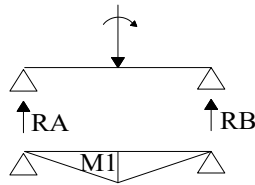
Karena  $P_{\max} < \phi V_c$ , maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

### 5.2.3.2 Perhitungan Penulangan Pondasi Tipe 3

Untuk penulangan *pilecap* pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x dan y





**Gambar 5.30 Skema Pembebanan Pilecap Pondasi Tipe 3**

$$R_A = P_1 + P_2$$

$$= 30.583 \text{ ton} + 4.245 \text{ ton}$$

$$= 34.83 \text{ ton}$$

$$\text{Momen yang bekerja} = M_1 = 34.83 \text{ ton} \times 0.5$$

$$= 17.41 \text{ ton m}$$

$$M_u = M_1 = 17413.842 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17414 \times 10^4}{0.9} = 193487128 \text{ Nmm}$$

$$b = 2.25 \text{ m}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D 19$$

$$\text{Tulangan tekan} = D 19$$

$$\text{Direncanakan menggunakan tulangan pokok : } D 19$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan}$$

$$= 600 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 19\right)$$

$$= 515.5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{193487127.8}{2250 \times 515.5^2} = 0.324$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c}$$

$$= \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059$$

$$\rho_b = 0.85 \left[ \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0.85 \left[ \frac{0.85 \times 25}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 320} \right]$$

$$= 0.037$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.037 = 0.028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{320} = 0.00438$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15.059} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 0.324}{320}} \right]$$

$$= 0.0010$$

$$\text{syarat, } \rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$$

$$0.00438 > 0.0010 < 0.028$$

maka digunakan  $A_s = \rho_{\min} \times b \times d$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.00438 \times 2250 \times 515.5$$

$$= 5074.45 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{5074.45}{283.385} = 17.9 \approx 18$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 18 \times 283.385$$

$$= 5100.93 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1}$$

$$= \frac{2100}{17} = 123.53 \approx 120 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 19 - 120 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tekan : D 19

$$A_{s_{\text{tekan}}} = 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$= 50\% \times 5074.453$$

$$= 2537.227 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{2537.23}{283.385} = 8.95 \approx 9$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = n \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 9 \times 283.385$$

$$= 2550.465 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b - (2 \times \text{selimut beton})}{n-1}$$

$$= \frac{2100}{8} = 262.50 \approx 260 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 19 - 260 mm

### 5.3 Perhitungan Penurunan Pondasi

#### 5.3.1 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

Dimana :

- Penurunan akibat deformasi aksial tiang ( $S_s$ )

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{(86.063 + 0.5 \times 93.133) \times 5.8}{0.1159 \times 2350000}$$

$$= 0.0028 \text{ m}$$

- Penurunan dari ujung tiang ( $S_p$ )

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \quad \text{dimana : } q_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{86.063}{0.1159} = 743 \text{ ton/m}^2$$

**Tabel 5.11 Nilai koefisien Empiris ( $C_p$ )**

Jenis Tanah	Tiang Pancang
Pasir (padat hingga lepas)	0,02 - 0,04
Lempung (teguh hingga lunak)	0,02 - 0,03
Lanau (padat hingga lepas)	0,03 - 0,05

sumber : Vesic, 1977

$$= \frac{0.025 \times 86.063}{0.5 \times 742.560}$$

$$= 0.0058 \text{ m}$$

- Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang ( $S_{ps}$ )



**Tabel 5.12 Nilai Modulus Elastisitas Tanah ( $E_s$ )**

Jenis Tanah	$E_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Lempung lunak	20 - 40
Lempung sedang	45 - 90
Lempung berpasir	300 - 425

sumber : Bowles, 1997

**Tabel 5.13 Nilai Angka Poisson Tanah ( $V_s$ )**

Jenis Tanah	$V_s$
Lempung jenuh	0,04 - 0,05
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3

sumber : Bowles, 1997

$$\begin{aligned}
 l_{ws} &= 2 + 0.35 \sqrt{L / D} \\
 &= 2 + 0.35 \sqrt{5.8 / 0.5} \\
 &= 2 + 0.35 \times 3.4 \\
 &= 3.192
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{ps} &= \left( \frac{Q_s}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot l_{ws} \\
 &= \left( \frac{93.133}{1.57 \times 5.8} \right) \times \frac{0.5}{900} \times (1 - 0.2^2) \times 3.192 \\
 &= 0.0174 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps} \\
 &= 0.0260 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### 5.3.2 Perhitungan Penurunan Ijin Tiang

$$S_{ijin} = 10 \% \cdot D$$

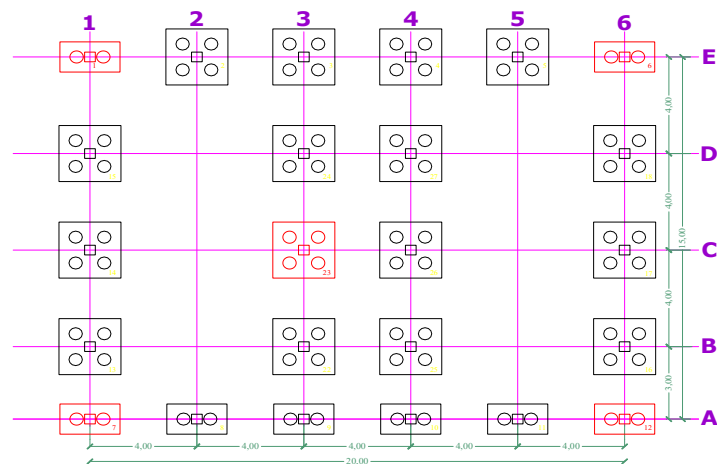
$$= 5.00 \text{ cm}$$

Penurunan total tiang tunggal < Penurunan ijin

$$2.60 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

### 5.3.3 Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang

- Penurunan dihitung dengan Metode Meyerhof (1976) pada 5 titik bangunan



**Gambar 5.31 Titik Peninjauan Penurunan**

- Titik 1

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot q_c}$$

dimana :

$$q = \frac{P}{B_g \cdot L_g}$$

$$= \frac{84.88715}{2.25 \times 1.25}$$

$$I = \left( 1 - \frac{L}{8 \cdot B_g} \right) \geq 0.5$$

$$= 0.68 \geq 0.5$$

$$\begin{aligned}
 &= 30.182 \text{ ton/m}^2 \\
 S_g &= \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot Q_c} \\
 &= \frac{30.182 \times 2.25 \times 0.68}{2 \times 750} \\
 &= 0.031 \text{ m} = 3.1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Titik 23

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot q_c}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{P}{B_g \cdot L_g} & I &= \left( 1 - \frac{L}{8 \cdot B_g} \right) \geq 0.5 \\
 &= \frac{178.95768}{2.32 \times 2.32} & &= 0.69 \geq 0.5 \\
 &= 33.249 \text{ ton/m}^2 \\
 S_g &= \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot Q_c} \\
 &= \frac{33.249 \times 2.32 \times 0.69}{2 \times 750} \\
 &= 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya perhitungan ditabelkan

**Tabel 5.14 Penurunan terhadap Struktur Bangunan pada 5 Titik**

Titik	V (ton/m <sup>2</sup> )	$q = \frac{V}{B_g \cdot L_g}$	$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot Q_c}$
1	84.88715	30.182 ton/m <sup>2</sup>	3.1 cm
6	52.56189	18.689 ton/m <sup>2</sup>	1.9 cm
7	41.13581	14.626 ton/m <sup>2</sup>	1.5 cm
12	64.00536	22.757 ton/m <sup>2</sup>	2.3 cm
23	178.95768	33.249 ton/m <sup>2</sup>	3.5 cm

#### 5.4 Hasil Analisa

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang pada bangunan IGD RSUD Kanjuruhan Malang, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut :

**Tabel 5.15 Tabel Hasil Perencanaan Pondasi Tipe 1, 2 dan 3**

No.	Perhitungan	TIPE 1	TIPE 2	TIPE 3
1	Ptotal	202,040 ton	99,952 ton	69,655 ton
2	Pmax	71,243 ton	39,405 ton	30,583 ton
3	Diameter Tiang	0,5 m	0,5 m	0,5 m
4	Kedalaman Pondasi	7,4 m	7,4 m	7,4 m
5	Jumlah Tiang	4 tiang	2 tiang	2 tiang
6	Jarak Tiang	1,07 m	1 m	1 m
7	Efisiensi Kelompok	0,75	0,84	0,84
8	Daya dukung aksial:			
	- tunggal	71,678 ton	71,678 ton	71,678 ton
	- kelompok	214,860 ton	119,745 ton	119,745 ton
9	Daya dukung lateral	1,190 ton	3,211 ton	2,917 ton
10	Pilecap			
	- Panjang	2,32 m	1,25 m	1,25 m
	- Lebar	2,32 m	2,25 m	2,25 m
	- Tinggi	0,60 m	0,6 m	0,6 m
	- Luas	3,229 m <sup>2</sup>	1,688 m <sup>2</sup>	1,688 m <sup>2</sup>
11	Tulangan Pilecap			
	Tulangan pokok tekan arah x dan y	x = D 19 - 240 mm y = D 19 - 240 mm	D 19 - 260	D 19 - 260
	Tulangan pokok tarik arah x dan y	x = D 19 - 120 mm y = D 19 - 120 mm	D 19 - 120	D 19 - 120

## BAB VI

### KESIMPULAN

#### 6.1 Kesimpulan

Dari rumusan masalah yang ada dapat disimpulkan bahwa dari analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang pada Bangunan IGD RSUD Kanjuruhan Malang, didapat pondasi tiang pancang yang aman dengan hasil perencanaan sebagai berikut:

1. Daya dukung aksial pondasi tiang pancang lebih besar dari beban vertikal yang ditahan. Ini berarti pondasi tiang pancang memenuhi untuk digunakan. Ada 2 macam daya dukung yang dianalisa, yaitu daya dukung ultimit tiang tunggal ( $Q_a$ ) dan daya dukung kelompok tiang ( $Q_{pg}$ ). Untuk daya dukung pondasi tiang tunggal didapat  $Q_a = 71,678$  ton pada semua tipe pondasi, sedangkan untuk daya dukung kelompok tiang pada pondasi 1 yaitu  $Q_{pg} = 214,860$  ton, untuk pondasi tipe 2 dan 3 yaitu  $Q_u = 119,745$  ton.
2. Jumlah tiang yang dipakai pada masing-masing tipe pondasi adalah untuk pondasi tipe 1 sebanyak 4 tiang, pondasi tipe 2 dan 3 sebanyak 2 tiang
3. Berdasarkan hasil perhitungan didapat bahwa *pilecap* pondasi tipe 1 mempunyai tulangan tarik arah x dan y yaitu D19 – 120 mm, sedangkan tulangan tekannya yaitu D19 – 240 mm. *Pilecap* pondasi tipe 2 dan 3 mempunyai tulangan tarik arah x dan y yaitu D19 – 120 mm dan tulangan tekan arah x dan y yaitu D19 – 260 mm.

## **6.2 Saran**

1. Dalam merencanakan pondasi sebaiknya mempertimbangkan jenis pondasi yang sesuai dengan lingkungan sekitar. Pemilihan jenis pondasi bergantung pada kondisi tanah, beban yang harus didukung dan biaya pembuatan pondasi.
2. Dalam merencanakan pondasi tiang, jarak tiang sangat mempengaruhi besar daya dukung kelompok tiang, oleh karena itu sebagai perencana harus pandai-pandai memodifikasi tiang, agar didapat daya dukung yang aman dan efisien.

## DAFTAR PUSTAKA

Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : GCC Universitas Katolik Parahyangan

Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Penerbit Andi.

Asiyanto. 2007. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta. Penerbit Universitas Indonesia

Badan Stadartusasi Nasional, 2008, SNI 2827-2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir*, Jakarta : BSN

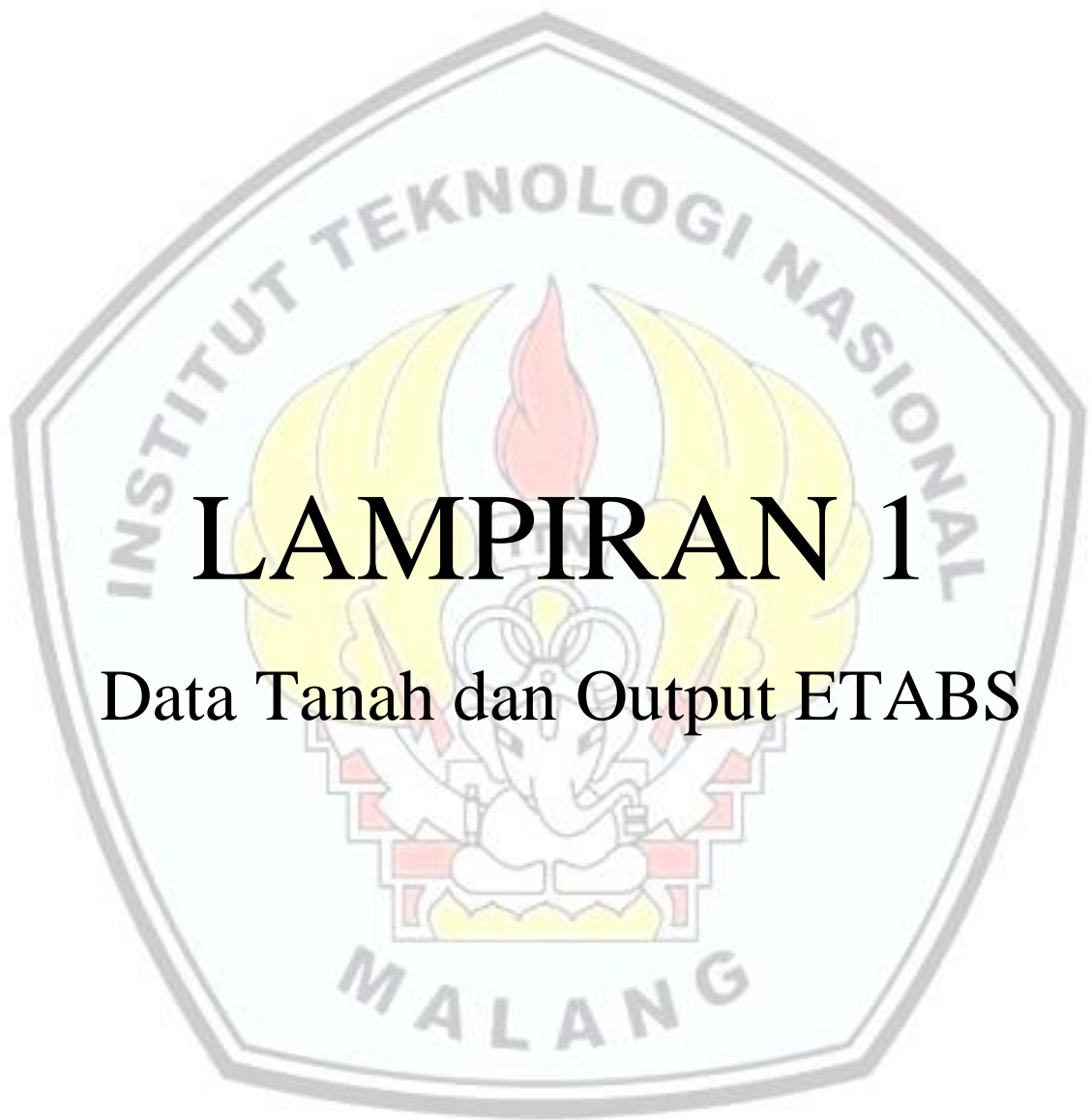
Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita

Hardiyatmo, Hari Christady. 2006. *Teknik Pondasi 2*. Jakarta : Erlangga

GEC UNPAR. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Bandung : UNPAR

Poulos, H. G., Davis, E. H., 1980. *Pile Foundation Analysis and Design*. New York : John Wiley

Tomilson, M.J., 1986. *Foundation Design and Construction* 5<sup>th</sup> edition. England : Longman Scientific



# LAMPIRAN 1

Data Tanah dan Output ETABS





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

The Learning Process

Gedung F 9 Lt 2 Kampus UM Jl. Semarang No. 5 Malang Telp/Fax: (0341) 587 882 Ext. 205

**UJI SONDIR (DUTCH CONE PENETRATION TEST)  
PROYEK GEDUNG IRD RSU KEPANJEN KAB. MALANG**

Lokasi : Kepanjen - Malang  
Jenis Tanah : Pasir Kelempungan

Titik Uji / MTA : TS 01 ± 0.00 m  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : —

Kedalaman (Meter)	Perlawanan Konus (PK) (kg/cm <sup>2</sup> )	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm <sup>2</sup> )	Hambatan Pulekat (HP)=(JP-PK)/10 (kg/cm <sup>2</sup> )	HP x 20 (kg/cm)	JHP '=S (HP x 20) (kg/cm)	Ratio Gesekan (FR) '= (HP/PK)x100 (%)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	15.00	20.00	0.50	10.00	10.00	3.33
0.40	20.00	30.00	1.00	20.00	30.00	5.00
0.60	25.00	35.00	1.00	20.00	50.00	4.00
0.80	35.00	50.00	1.50	30.00	80.00	4.29
1.00	60.00	80.00	2.00	40.00	120.00	3.33
1.20	50.00	65.00	1.50	30.00	150.00	3.00
1.40	55.00	75.00	2.00	40.00	190.00	3.64
1.60	40.00	60.00	2.00	40.00	230.00	5.00
1.80	75.00	90.00	1.50	30.00	260.00	2.00
2.00	90.00	100.00	1.00	20.00	280.00	1.11
2.20	95.00	115.00	2.00	40.00	320.00	2.11
2.40	85.00	105.00	2.00	40.00	360.00	2.35
2.60	70.00	95.00	2.50	50.00	410.00	3.57
2.80	60.00	85.00	2.50	50.00	460.00	4.17
3.00	50.00	70.00	2.00	40.00	500.00	4.00
3.20	45.00	60.00	1.50	30.00	530.00	3.33
3.40	40.00	55.00	1.50	30.00	560.00	3.75
3.60	30.00	40.00	1.00	20.00	580.00	3.33
3.80	30.00	40.00	1.00	20.00	600.00	3.33
4.00	20.00	25.00	0.50	10.00	610.00	2.50
4.20	25.00	35.00	1.00	20.00	630.00	4.00
4.40	25.00	35.00	1.00	20.00	650.00	4.00
4.80	25.00	35.00	1.00	20.00	690.00	4.00
5.20	25.00	35.00	1.00	20.00	730.00	4.00
5.40	15.00	20.00	0.50	10.00	740.00	3.33
5.60	20.00	25.00	0.50	10.00	750.00	2.50
5.80	25.00	35.00	1.00	20.00	770.00	4.00
6.00	30.00	45.00	1.50	30.00	800.00	5.00
6.20	50.00	75.00	2.50	50.00	850.00	5.00
6.40	50.00	75.00	2.50	50.00	900.00	5.00
6.60	30.00	45.00	1.50	30.00	930.00	5.00
6.80	25.00	40.00	1.50	30.00	960.00	6.00
7.00	30.00	40.00	1.00	20.00	980.00	3.33
7.20	30.00	40.00	1.00	20.00	1000.00	3.33
7.40	25.00	35.00	1.00	20.00	1020.00	4.00
7.60	100.00	120.00	2.00	40.00	1060.00	2.00
7.80	150.00	250.00	10.00	200.00	1260.00	6.67
8.00						





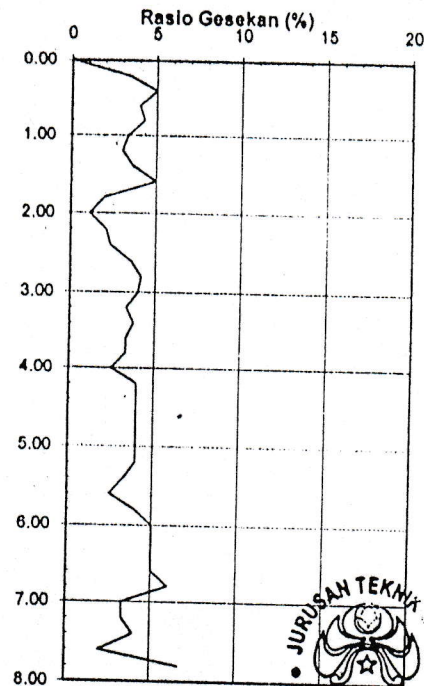
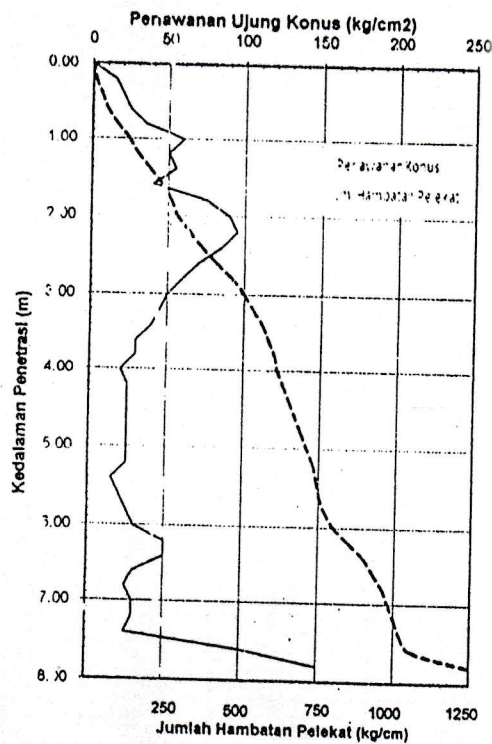
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

The Learning University Gedung D9 Lt 2 Kampus UIN JI. Semarang No. 5 Malang Telp/Fax: (0341) 587 062 Ext. 205

### UJI SONDIR (DUTCH CONE PENETRATION TEST) PROYEK GEDUNG IRD RSU KEPANJEN KAB. MALANG

Lokasi : Kepanjen - Malang  
Jenis Tanah : Pasir Kelempungan

Titik Uji / MTA : TS 01 + 0.00 m  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : —







LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

The Learning University  
Gedung D9 Lt 2 Kampus 1 UNJL, Bomerang No. 2 Malang Telp/Fax: (0341) 587 682 Ext. 205

**UJI SONDIR (DUTCH CONE PENETRATION TEST)  
PROYEK GEDUNG IRD RSU KEPANJEN KAB. MALANG**

Lokasi : Kepanjen - Malang  
Jenis Tanah : Pasir Kelempungan

Thik Uji / MTA : TS 02 / ± 0.25 m  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : ---

Kedalaman (Meter)	Perlawanan Konus (PK) [kg/cm <sup>2</sup> ]	Jumlah Perlawanan (JP) [kg/cm <sup>2</sup> ]	Hambatan Pelekat (HP) = (JP-PK) / 10 [kg/cm <sup>2</sup> ]	HP x 20 [kg/cm]	JHP = S (HP x 20) [kg/cm]	Ratio Gesekan (f-R) = (HP/PK)x100 (%)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	15.00	20.00	0.50	10.00	10.00	3.33
0.40	20.00	30.00	1.00	20.00	30.00	5.00
0.60	25.00	35.00	1.00	20.00	50.00	4.00
0.80	35.00	50.00	1.50	30.00	80.00	4.29
1.00	60.00	80.00	2.00	40.00	120.00	3.33
1.20	50.00	65.00	1.50	30.00	150.00	3.00
1.40	55.00	75.00	2.00	40.00	190.00	3.64
1.60	40.00	60.00	2.00	40.00	230.00	5.00
1.80	75.00	90.00	1.50	30.00	260.00	2.00
2.00	80.00	100.00	2.00	40.00	300.00	2.50
2.20	80.00	100.00	2.00	40.00	340.00	2.50
2.40	85.00	105.00	2.00	40.00	380.00	2.35
2.60	70.00	95.00	2.50	50.00	430.00	3.57
2.80	60.00	85.00	2.50	50.00	480.00	4.17
3.00	55.00	75.00	2.00	40.00	520.00	3.64
3.20	45.00	60.00	1.50	30.00	550.00	3.33
3.40	40.00	55.00	1.50	30.00	580.00	3.75
3.60	30.00	40.00	1.00	20.00	600.00	3.33
3.80	30.00	40.00	1.00	20.00	620.00	3.33
4.00	20.00	25.00	0.50	10.00	630.00	2.50
4.20	25.00	35.00	1.00	20.00	650.00	4.00
4.40	25.00	35.00	1.50	30.00	680.00	3.75
4.60	25.00	35.00	1.00	20.00	700.00	3.33
4.80	25.00	35.00	1.00	20.00	720.00	3.33
5.00	25.00	35.00	0.50	10.00	730.00	2.50
5.20	25.00	35.00	1.00	20.00	750.00	4.00
5.40	20.00	25.00	1.00	20.00	770.00	4.00
5.60	20.00	25.00	1.00	20.00	790.00	4.00
5.80	25.00	35.00	1.00	20.00	810.00	4.00
6.00	30.00	45.00	1.00	20.00	830.00	4.00
6.20	50.00	75.00	1.00	20.00	850.00	4.00
6.40	50.00	75.00	0.50	10.00	860.00	2.50
6.60	35.00	45.00	0.50	10.00	870.00	2.50
6.80	25.00	40.00	1.00	20.00	890.00	4.00
7.00	30.00	40.00	1.50	30.00	920.00	5.00
7.20	30.00	40.00	2.50	50.00	970.00	5.00
7.40	35.00	55.00	2.50	50.00	1020.00	5.00
7.60	100.00	120.00	1.00	20.00	1040.00	2.86
7.80	150.00	250.00	1.50	30.00	1070.00	6.00
8.00						





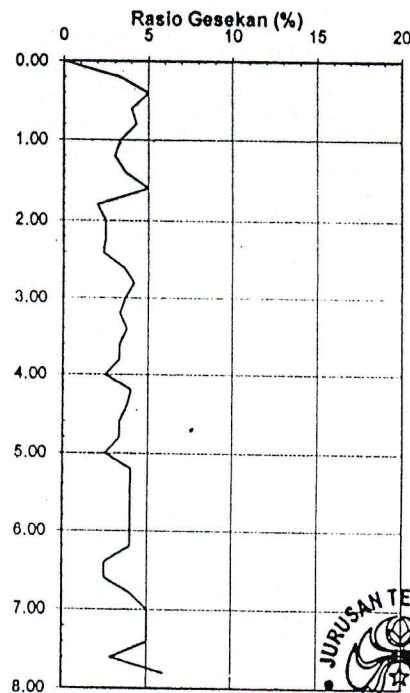
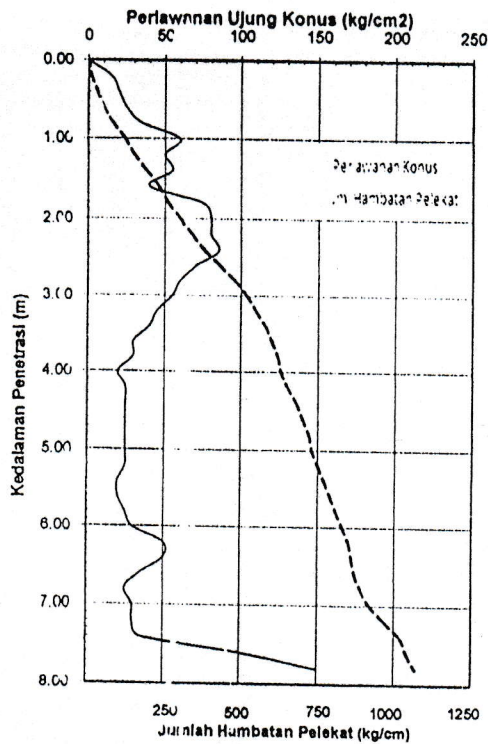
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

The Learning University Gedung D9 U 2 Kampus UM Jl. Semarang No. 5 Malang Telp/Fax: (0341) 587 982 Ext. 205

UJI PENETRASI KONUS (CONE PENETRATION TEST)  
PROYEK GEDUNG IRD RSJ KEPANJEN KAB. MALANG

Lokasi : Kepanjen - Malang  
Jenis Tanah : Pasir Kelempungan

Titik Uji / MTA : TS 02 / ± 0.25 m  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : —







LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

Gedung D9 Lt 2 Kampus UIN Jember No. 8 Malang Telp/Fax: (0341) 587 082 Ext. 205

**UJI SONDIR (DUTCH CONE PENETRATION TEST)**  
**PROYEK GEDUNG IRD RSU KEPANJEN KAB. MALANG**

Lokasi : Kepanjen - A'alang  
Jenis Tanah : Pasir kelemungan

Titik Uji / MTA : TS 03 / ± 0.20 m  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : —

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Polekat (HP)=(JP-PK)/10	HP x 20	JHP 's (HP x 20)	Ratio Gesekan (FR) 's (HP/PK)x100
(Meter)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm)	(kg/cm)	(%)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	15.00	20.00	0.50	10.00	10.00	3.33
0.40	20.00	30.00	1.00	20.00	30.00	5.00
0.60	25.00	35.00	1.00	20.00	50.00	4.00
0.80	35.00	50.00	1.50	30.00	80.00	4.29
1.00	60.00	80.00	2.00	40.00	120.00	3.33
1.20	50.00	65.00	1.50	30.00	150.00	3.00
1.40	55.00	75.00	2.00	40.00	190.00	3.64
1.60	40.00	60.00	2.00	40.00	230.00	5.00
1.80	80.00	95.00	1.50	30.00	260.00	1.88
2.00	90.00	100.00	1.00	20.00	280.00	1.11
2.20	90.00	110.00	2.00	40.00	320.00	2.22
2.40	80.00	100.00	2.00	40.00	360.00	2.50
2.60	65.00	85.00	2.00	40.00	400.00	3.08
2.80	55.00	75.00	2.00	40.00	440.00	3.64
3.00	45.00	60.00	1.50	30.00	470.00	3.33
3.20	45.00	60.00	1.50	30.00	500.00	3.33
3.40	35.00	50.00	1.50	30.00	530.00	4.29
3.60	30.00	40.00	1.00	20.00	550.00	3.33
3.80	25.00	35.00	1.00	20.00	570.00	4.00
4.00	20.00	25.00	0.50	10.00	580.00	2.50
4.20	20.00	25.00	0.50	10.00	590.00	2.50
4.40	20.00	25.00	0.50	10.00	600.00	2.50
4.60	20.00	25.00	0.50	10.00	610.00	2.50
4.80	20.00	25.00	0.50	10.00	620.00	2.50
5.00	20.00	25.00	0.50	10.00	630.00	2.50
5.20	20.00	25.00	0.50	10.00	640.00	2.50
5.40	20.00	25.00	0.50	10.00	650.00	2.50
5.60	20.00	25.00	0.50	10.00	660.00	2.50
5.80	25.00	35.00	1.00	20.00	680.00	4.00
6.00	30.00	45.00	1.50	30.00	710.00	5.00
6.20	45.00	60.00	1.50	30.00	740.00	3.33
6.40	50.00	75.00	2.50	50.00	790.00	5.00
6.60	30.00	45.00	1.50	30.00	820.00	5.00
6.80	25.00	40.00	1.50	30.00	850.00	6.00
7.00	30.00	40.00	1.00	20.00	870.00	3.33
7.20	45.00	60.00	1.50	30.00	900.00	3.33
7.40	75.00	90.00	1.50	30.00	930.00	2.00
7.60	130.00	120.00	2.00	40.00	970.00	2.00
7.80	150.00	250.00	10.00	200.00	1170.00	6.67
8.00						





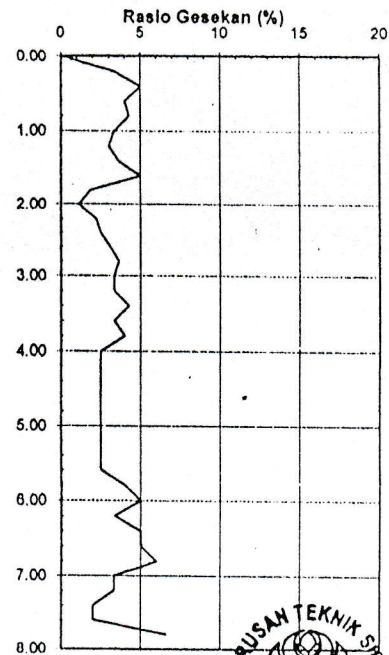
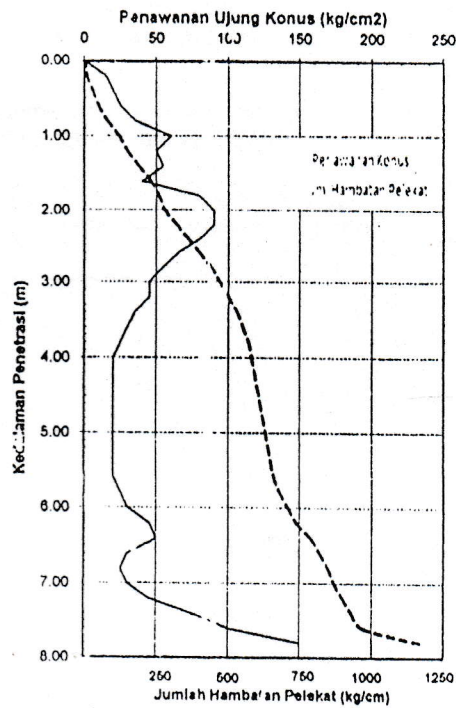
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS NEGERI MALANG

Gedung D9 Lt 2 Kampus UM JI, Semarang No. 5 Malang Telp/Fax: (0341) 847 082 FxL 206

UJI SONDIR (DUTCH CONE PENETRATION TEST)  
PROYEK GEDUNG IRD RSU KEF ANJEN KAB. MALANG

Lokasi : Kepanjen - Malang  
Jenis Tanah : Pasir kelepungan

Thik Uji / MTA : TS 03 / + 0.20  
Tanggal Uji : 21 Maret 2011  
Muka Air Tanah : —



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kgm)	(Kgm)	(Kgm)
Base	1	Dead	85.65	-107.13	29756.97	161.48	128.67	-0.45
Base	1	Live	7.9	-9.8	1918.42	14.96	11.75	0.01
Base	1	FX	2953.66	-4145.48	23535.74	9579.84	6829.24	247.38
Base	1	FY	2953.66	-4145.48	23535.74	9579.84	6829.24	247.38
Base	1	Comb1	119.91	-149.99	41659.76	226.07	180.13	-0.62
Base	1	Comb2	115.42	-144.25	38777.84	217.71	173.21	-0.52
Base	1	Comb3	5116.93	-7162.44	82460.87	16426.12	11729.44	417.47
Base	1	Comb4	2806.22	-3920.39	61722.44	8940.92	6392.34	224.55
Base	1	Comb5	-2584.85	3643.66	13531.13	-8523.46	-6060.03	-225.6
Base	1	Comb6	-4895.56	6885.71	-7207.3	-16008.7	-11397.13	-418.52
Base	1	Comb7	3998.41	-5587.48	84887.15	12752.96	9116.22	320.82
Base	1	Comb8	-2584.85	3643.66	13531.13	-8523.46	-6060.03	-225.6
Base	1	Comb9	2806.22	-3920.39	61722.44	8940.92	6392.34	224.55
Base	1	Comb10	-4895.56	6885.71	-7207.3	-16008.7	-11397.13	-418.52
Base	1	Comb11	5053.87	-7083.64	61378.96	16307.17	11634.82	417.75
Base	1	Comb12	2756.87	-3858.74	45401.64	8847.81	6318.31	224.76
Base	1	Comb13	-2602.69	3665.9	8160.9	-8557.15	-6086.71	-225.56
Base	1	Comb14	-4899.69	6890.8	-7816.42	-16016.5	-11403.22	-418.55
Base	1	Comb15	5053.87	-7083.64	61378.96	16307.17	11634.82	417.75
Base	1	Comb16	-2602.69	3665.9	8160.9	-8557.15	-6086.71	-225.56
Base	1	Comb17	2756.87	-3858.74	45401.64	8847.81	6318.31	224.76
Base	1	Comb18	-4899.69	6890.8	-7816.42	-16016.5	-11403.22	-418.55
Base	2	Dead	3.96	-137.39	51869.71	207.08	6.62	-0.45
Base	2	Live	1.08	-17.53	4684.59	26.49	1.57	0.01
Base	2	FX	3123.36	-4097.69	5239.26	9289.85	7082.78	247.38
Base	2	FY	3123.36	-4097.69	5239.26	9289.85	7082.78	247.38
Base	2	Comb1	5.55	-192.35	72617.6	289.92	9.27	-0.62
Base	2	Comb2	6.49	-192.92	69739	290.88	10.45	-0.52
Base	2	Comb3	5284.99	-7130.85	84600.45	16010.04	11980.53	417.47
Base	2	Comb4	2848.46	-3923.66	76364.25	8747.39	6455.44	224.55
Base	2	Comb5	-2836.78	3558.86	57492.24	-8197.41	-6436.41	-225.6
Base	2	Comb6	-5273.31	6766.05	49256.04	-15460.1	-11961.51	-418.52
Base	2	Comb7	4068.43	-5586.34	102786.33	12467.76	9220.83	320.82
Base	2	Comb8	-2836.78	3558.86	57492.24	-8197.41	-6436.41	-225.6
Base	2	Comb9	2848.46	-3923.66	76364.25	8747.39	6455.44	224.55
Base	2	Comb10	-5273.31	6766.05	49256.04	-15460.1	-11961.51	-418.52
Base	2	Comb11	5281.36	-7024.84	46511.77	15850.19	11974.7	417.75
Base	2	Comb12	2845.45	-3839.64	46574.72	8620.67	6450.67	224.76
Base	2	Comb13	-2838.32	3592.33	46790.76	-8247.92	-6438.74	-225.56
Base	2	Comb14	-5274.22	6777.53	46853.71	-15477.4	-11962.78	-418.55
Base	2	Comb15	5281.36	-7024.84	46511.77	15850.19	11974.7	417.75
Base	2	Comb16	-2838.32	3592.33	46790.76	-8247.92	-6438.74	-225.56
Base	2	Comb17	2845.45	-3839.64	46574.72	8620.67	6450.67	224.76
Base	2	Comb18	-5274.22	6777.53	46853.71	-15477.4	-11962.78	-418.55
Base	3	Dead	-6.29	-67.69	48117.73	103.34	-8.69	-0.45
Base	3	Live	-0.77	-10.29	4450.83	15.66	-1.21	0.01
Base	3	FX	3109.02	-3832.1	10789.59	8674.46	7061.36	247.38
Base	3	FY	3109.02	-3832.1	10789.59	8674.46	7061.36	247.38
Base	3	Comb1	-8.8	-94.77	67364.82	144.67	-12.17	-0.62
Base	3	Comb2	-8.78	-97.7	64862.61	149.07	-12.36	-0.52
Base	3	Comb3	5244.86	-6579.27	88606.53	14817.08	11920.57	417.47
Base	3	Comb4	2820.33	-3584.82	76341.23	8042.73	6413.41	224.55
Base	3	Comb5	-2836.96	3401.78	48042.98	-7763.39	-6436.69	-225.6
Base	3	Comb6	-5261.5	6396.23	35777.68	-14537.7	-11943.85	-418.52
Base	3	Comb7	4029.89	-5111.16	103164.51	11474.34	9163.26	320.82
Base	3	Comb8	-2836.96	3401.78	48042.98	-7763.39	-6436.69	-225.6



Base	3	Comb9	2820.33	-3584.82	76341.23	8042.73	6413.41	224.55
Base	3	Comb10	-5261.5	6396.23	35777.68	-14537.7	-11943.85	-418.52
Base	3	Comb11	5249.68	-6525.39	53167.88	14734.86	11927.38	417.75
Base	3	Comb12	2824.14	-3541.77	48601.42	7977.05	6418.83	224.76
Base	3	Comb13	-2835.46	3419.92	38010.49	-7791.04	-6434.47	-225.56
Base	3	Comb14	-5261	6403.55	33444.03	-14548.9	-11943.03	-418.55
Base	3	Comb15	5249.68	-6525.39	53167.88	14734.86	11927.38	417.75
Base	3	Comb16	-2835.46	3419.92	38010.49	-7791.04	-6434.47	-225.56
Base	3	Comb17	2824.14	-3541.77	48601.42	7977.05	6418.83	224.76
Base	3	Comb18	-5261	6403.55	33444.03	-14548.9	-11943.03	-418.55
Base	4	Dead	5.68	-65.34	47417.13	100.22	9.18	-0.45
Base	4	Live	0.7	-10.2	4468.74	15.51	0.99	0.01
Base	4	FX	3100.11	-3546.08	10154.23	8028.55	7048.04	247.38
Base	4	FY	3100.11	-3546.08	10154.23	8028.55	7048.04	247.38
Base	4	Comb1	7.95	-91.48	66383.98	140.31	12.85	-0.62
Base	4	Comb2	7.92	-94.73	64050.53	145.09	12.6	-0.52
Base	4	Comb3	5247.66	-6092.59	86590.85	13721.06	11924.76	417.47
Base	4	Comb4	2829.12	-3321.42	74877.18	7450.78	6426.55	224.55
Base	4	Comb5	-2814.11	3144.21	47861.4	-7179.22	-6402.54	-225.6
Base	4	Comb6	-5232.65	5915.38	36147.74	-13449.5	-11900.75	-418.52
Base	4	Comb7	4040.83	-4735.1	101123.38	10629.01	9179.6	320.82
Base	4	Comb8	-2814.11	3144.21	47861.4	-7179.22	-6402.54	-225.6
Base	4	Comb9	2829.12	-3321.42	74877.18	7450.78	6426.55	224.55
Base	4	Comb10	-5232.65	5915.38	36147.74	-13449.5	-11900.75	-418.52
Base	4	Comb11	5243.31	-6040.31	51585.48	13641.01	11917.86	417.75
Base	4	Comb12	2825.68	-3279.6	47458.55	7386.76	6421.12	224.76
Base	4	Comb13	-2815.46	3161.98	37892.28	-7206.36	-6404.6	-225.56
Base	4	Comb14	-5233.09	5922.7	33765.35	-13460.6	-11901.33	-418.55
Base	4	Comb15	5243.31	-6040.31	51585.48	13641.01	11917.86	417.75
Base	4	Comb16	-2815.46	3161.98	37892.28	-7206.36	-6404.6	-225.56
Base	4	Comb17	2825.68	-3279.6	47458.55	7386.76	6421.12	224.76
Base	4	Comb18	-5233.09	5922.7	33765.35	-13460.6	-11901.33	-418.55
Base	5	Dead	-2.25	-122.71	49993.94	186.32	-2.67	-0.45
Base	5	Live	-1.22	-17.31	4730.26	26.14	-1.87	0.01
Base	5	FX	3123.66	-3254.61	8805.13	7374.5	7083.22	247.38
Base	5	FY	3123.66	-3254.61	8805.13	7374.5	7083.22	247.38
Base	5	Comb1	-3.15	-171.79	69991.52	260.85	-3.73	-0.62
Base	5	Comb2	-4.66	-174.95	67561.14	265.41	-6.2	-0.52
Base	5	Comb3	5274.68	-5685.72	88102.63	12744.3	11965.12	417.47
Base	5	Comb4	2838.4	-3137.31	77235.11	6977.29	6440.42	224.55
Base	5	Comb5	-2846.25	2808.18	52210.86	-6477.84	-6450.56	-225.6
Base	5	Comb6	-5282.52	5356.59	41343.34	-12244.9	-11975.26	-418.52
Base	5	Comb7	4055.57	-4464.28	104166.26	9940.92	9201.62	320.82
Base	5	Comb8	-2846.25	2808.18	52210.86	-6477.84	-6450.56	-225.6
Base	5	Comb9	2838.4	-3137.31	77235.11	6977.29	6440.42	224.55
Base	5	Comb10	-5282.52	5356.59	41343.34	-12244.9	-11975.26	-418.52
Base	5	Comb11	5277.35	-5589.38	51176.27	12598.18	11968.71	417.75
Base	5	Comb12	2840.71	-3060.6	48307.79	6860.97	6443.58	224.76
Base	5	Comb13	-2844.77	2839.73	41681.31	-6525.59	-6448.38	-225.56
Base	5	Comb14	-5281.4	5368.51	38812.82	-12262.8	-11973.51	-418.55
Base	5	Comb15	5277.35	-5589.38	51176.27	12598.18	11968.71	417.75
Base	5	Comb16	-2844.77	2839.73	41681.31	-6525.59	-6448.38	-225.56
Base	5	Comb17	2840.71	-3060.6	48307.79	6860.97	6443.58	224.76
Base	5	Comb18	-5281.4	5368.51	38812.82	-12262.8	-11973.51	-418.55
Base	6	Dead	-81.22	-99.48	29290.91	152.01	-120.64	-0.45
Base	6	Live	-8.09	-9.72	1925.62	14.78	-12.13	0.01
Base	6	FX	2969.87	-2816.31	-704.41	6501.06	6853.46	247.38
Base	6	FY	2969.87	-2816.31	-704.41	6501.06	6853.46	247.38



Base	6	Comb1	-113.7	-139.27	41007.28	212.82	-168.9	-0.62
Base	6	Comb2	-110.4	-134.93	38230.08	206.07	-164.18	-0.52
Base	6	Comb3	4899.73	-4905.57	40863.72	11209.84	11404.93	417.47
Base	6	Comb4	2589.72	-2700.89	39069.88	6126.85	6068.89	224.55
Base	6	Comb5	-2800.82	2442.69	35079.54	-5732.45	-6382.69	-225.6
Base	6	Comb6	-5110.82	4647.37	33285.71	-10815.4	-11718.74	-418.52
Base	6	Comb7	3709.8	-3846.01	52561.89	8733.71	8685.03	320.82
Base	6	Comb8	-2800.82	2442.69	35079.54	-5732.45	-6382.69	-225.6
Base	6	Comb9	2589.72	-2700.89	39069.88	6126.85	6068.89	224.55
Base	6	Comb10	-5110.82	4647.37	33285.71	-10815.4	-11718.74	-418.52
Base	6	Comb11	4960.12	-4831.78	20074.75	11097.16	11494.76	417.75
Base	6	Comb12	2637.12	-2643.02	22967.46	6038.49	6139.41	224.76
Base	6	Comb13	-2783.31	2463.96	29756.18	-5764.87	-6356.56	-225.56
Base	6	Comb14	-5106.31	4652.72	32648.89	-10823.5	-11711.91	-418.55
Base	6	Comb15	4960.12	-4831.78	20074.75	11097.16	11494.76	417.75
Base	6	Comb16	-2783.31	2463.96	29756.18	-5764.87	-6356.56	-225.56
Base	6	Comb17	2637.12	-2643.02	22967.46	6038.49	6139.41	224.76
Base	6	Comb18	-5106.31	4652.72	32648.89	-10823.5	-11711.91	-418.55
Base	7	Dead	78.21	70.38	25471.7	-103.73	116.07	-0.45
Base	7	Live	7.2	7.24	1509.79	-10.5	10.75	0.01
Base	7	FX	3984.36	-4171.03	-4003.2	9618.01	9188.85	247.38
Base	7	FY	3984.36	-4171.03	-4003.2	9618.01	9188.85	247.38
Base	7	Comb1	109.5	98.53	35660.38	-145.22	162.5	-0.62
Base	7	Comb2	105.38	96.03	32981.7	-141.28	156.5	-0.52
Base	7	Comb3	6847.93	-6945.38	29640.6	16101.83	15698.94	417.47
Base	7	Comb4	3733.87	-3697.61	30725.36	8608.08	8522.35	224.55
Base	7	Comb5	-3531.75	3880.99	33426.29	-8878.03	-8222.26	-225.6
Base	7	Comb6	-6645.81	7128.76	34511.05	-16371.8	-15398.85	-418.52
Base	7	Comb7	5324.53	-5291.23	41135.81	12310.35	12160.55	320.82
Base	7	Comb8	-3531.75	3880.99	33426.29	-8878.03	-8222.26	-225.6
Base	7	Comb9	3733.87	-3697.61	30725.36	8608.08	8522.35	224.55
Base	7	Comb10	-6645.81	7128.76	34511.05	-16371.8	-15398.85	-418.52
Base	7	Comb11	6790.35	-6997.94	11727.04	16179.13	15613.43	417.75
Base	7	Comb12	3688.81	-3738.91	16887.27	8668.78	8455.41	224.76
Base	7	Comb13	-3548.02	3865.59	28961.78	-8855.5	-8246.48	-225.56
Base	7	Comb14	-6649.57	7124.62	34122.02	-16365.8	-15404.5	-418.55
Base	7	Comb15	6790.35	-6997.94	11727.04	16179.13	15613.43	417.75
Base	7	Comb16	-3548.02	3865.59	28961.78	-8855.5	-8246.48	-225.56
Base	7	Comb17	3688.81	-3738.91	16887.27	8668.78	8455.41	224.76
Base	7	Comb18	-6649.57	7124.62	34122.02	-16365.8	-15404.5	-418.55
Base	8	Dead	1.61	122.85	45279.99	-181.73	1.63	-0.45
Base	8	Live	0.94	16.93	3986.52	-24.99	1.39	0.01
Base	8	FX	4187.95	-4095.74	-11819.7	9286.95	9493.02	247.38
Base	8	FY	4187.95	-4095.74	-11819.7	9286.95	9493.02	247.38
Base	8	Comb1	2.25	171.99	63391.98	-254.42	2.28	-0.62
Base	8	Comb2	3.43	174.5	60714.41	-258.06	4.18	-0.52
Base	8	Comb3	7080.78	-6736.58	46044.81	15420.98	16046.83	417.47
Base	8	Comb4	3814.05	-3551.72	51641.78	8191.7	8642.14	224.55
Base	8	Comb5	-3808.31	3880.42	65003.23	-8677.83	-8635.45	-225.6
Base	8	Comb6	-7075.04	7065.27	70600.19	-15907.1	-16040.14	-418.52
Base	8	Comb7	5448.11	-5091.33	68313.69	11728.2	12345.19	320.82
Base	8	Comb8	-3808.31	3880.42	65003.23	-8677.83	-8635.45	-225.6
Base	8	Comb9	3814.05	-3551.72	51641.78	8191.7	8642.14	224.55
Base	8	Comb10	-7075.04	7065.27	70600.19	-15907.1	-16040.14	-418.52
Base	8	Comb11	7078.81	-6832.62	12897.98	15563	16044.39	417.75
Base	8	Comb12	3812.33	-3628.11	25739.75	8304.65	8639.96	224.76
Base	8	Comb13	-3809.44	3849.24	55764.23	-8631.76	-8637.03	-225.56
Base	8	Comb14	-7075.91	7053.75	68605.99	-15890.1	-16041.46	-418.55

Base	8	Comb15	7078.81	-6832.62	12897.98	15563	16044.39	417.75
Base	8	Comb16	-3809.44	3849.24	55764.23	-8631.76	-8637.03	-225.56
Base	8	Comb17	3812.33	-3628.11	25739.75	8304.65	8639.96	224.76
Base	8	Comb18	-7075.91	7053.75	68605.99	-15890.1	-16041.46	-418.55
Base	9	Dead	-6.41	60.72	42324.27	-88.51	-10.36	-0.45
Base	9	Live	-0.83	9.59	3675.26	-14.04	-1.25	0.01
Base	9	FX	4153.67	-3819.41	-12199.63	8655.5	9441.8	247.38
Base	9	FY	4153.67	-3819.41	-12199.63	8655.5	9441.8	247.38
Base	9	Comb1	-8.98	85.01	59253.98	-123.92	-14.5	-0.62
Base	9	Comb2	-9.02	88.22	56669.55	-128.69	-14.43	-0.52
Base	9	Comb3	7010.08	-6362.02	41042.14	14492.49	15941.21	417.47
Base	9	Comb4	3770.74	-3387.74	47171.91	7748.28	8577.43	224.55
Base	9	Comb5	-3787.78	3552.66	61756.87	-7988.8	-8604.78	-225.6
Base	9	Comb6	-7027.13	6526.94	67886.64	-14733	-15968.56	-418.52
Base	9	Comb7	5387.65	-4848.77	62306.46	11082.33	12254.86	320.82
Base	9	Comb8	-3787.78	3552.66	61756.87	-7988.8	-8604.78	-225.6
Base	9	Comb9	3770.74	-3387.74	47171.91	7748.28	8577.43	224.55
Base	9	Comb10	-7027.13	6526.94	67886.64	-14733	-15968.56	-418.52
Base	9	Comb11	7015.04	-6410.72	10110.05	14563.54	15949.12	417.75
Base	9	Comb12	3774.67	-3426.72	23011.7	7805.17	8583.69	224.76
Base	9	Comb13	-3786.21	3536.02	53171.99	-7964.49	-8602.33	-225.56
Base	9	Comb14	-7026.58	6520.01	66073.65	-14722.9	-15967.77	-418.55
Base	9	Comb15	7015.04	-6410.72	10110.05	14563.54	15949.12	417.75
Base	9	Comb16	-3786.21	3536.02	53171.99	-7964.49	-8602.33	-225.56
Base	9	Comb17	3774.67	-3426.72	23011.7	7805.17	8583.69	224.76
Base	9	Comb18	-7026.58	6520.01	66073.65	-14722.9	-15967.77	-418.55
Base	10	Dead	3.94	60.13	42352.37	-87.24	5.1	-0.45
Base	10	Live	0.09	9.32	3502.76	-13.64	0.13	0.01
Base	10	FX	4165.19	-3539.24	-11640.12	8018.33	9459.01	247.38
Base	10	FY	4165.19	-3539.24	-11640.12	8018.33	9459.01	247.38
Base	10	Comb1	5.51	84.19	59293.31	-122.14	7.15	-0.62
Base	10	Comb2	4.87	87.07	56427.25	-126.52	6.33	-0.52
Base	10	Comb3	7044.65	-5889.61	41853.69	13417.81	15992.85	417.47
Base	10	Comb4	3795.49	-3133.82	47544.8	7170.5	8614.41	224.55
Base	10	Comb5	-3785.86	3296.77	61106.4	-7407.16	-8601.91	-225.6
Base	10	Comb6	-7035.02	6052.57	66797.5	-13654.5	-15980.35	-418.52
Base	10	Comb7	5421.76	-4485.86	62910.76	10256.64	12305.83	320.82
Base	10	Comb8	-3785.86	3296.77	61106.4	-7407.16	-8601.91	-225.6
Base	10	Comb9	3795.49	-3133.82	47544.8	7170.5	8614.41	224.55
Base	10	Comb10	-7035.02	6052.57	66797.5	-13654.5	-15980.35	-418.52
Base	10	Comb11	7042.03	-5937.66	11076.01	13487.64	15989.44	417.75
Base	10	Comb12	3793.49	-3172.24	23543.49	7226.36	8611.82	224.76
Base	10	Comb13	-3786.41	3280.48	52690.76	-7383.4	-8602.63	-225.56
Base	10	Comb14	-7034.94	6045.9	65158.25	-13644.7	-15980.25	-418.55
Base	10	Comb15	7042.03	-5937.66	11076.01	13487.64	15989.44	417.75
Base	10	Comb16	-3786.41	3280.48	52690.76	-7383.4	-8602.63	-225.56
Base	10	Comb17	3793.49	-3172.24	23543.49	7226.36	8611.82	224.76
Base	10	Comb18	-7034.94	6045.9	65158.25	-13644.7	-15980.25	-418.55
Base	11	Dead	-18.87	130.32	41583.36	-191.71	-28.97	-0.45
Base	11	Live	-1.53	15.4	3219.26	-22.75	-2.3	0.01
Base	11	FX	4186.02	-3243.55	-3343.29	7357.96	9490.14	247.38
Base	11	FY	4186.02	-3243.55	-3343.29	7357.96	9490.14	247.38
Base	11	Comb1	-26.42	182.45	58216.7	-268.4	-40.56	-0.62
Base	11	Comb2	-25.1	181.04	55050.84	-266.45	-38.44	-0.52
Base	11	Comb3	7046.99	-5287.64	54538.29	12149.56	15996.34	417.47
Base	11	Comb4	3783.4	-2768.1	53819.39	6425.69	8596.35	224.55
Base	11	Comb5	-3831.76	3111.69	52419.18	-6931.3	-8670.48	-225.6
Base	11	Comb6	-7095.35	5631.23	51700.28	-12655.2	-16070.48	-418.52

Base	11	Comb7	5407.08	-3971.83	72059.69	9205.19	12283.89	320.82
Base	11	Comb8	-3831.76	3111.69	52419.18	-6931.3	-8670.48	-225.6
Base	11	Comb9	3783.4	-2768.1	53819.39	6425.69	8596.35	224.55
Base	11	Comb10	-7095.35	5631.23	51700.28	-12655.2	-16070.48	-418.52
Base	11	Comb11	7060.67	-5386.98	24539.35	12295.77	16017.3	417.75
Base	11	Comb12	3794.07	-2846.58	30473.79	6541.22	8612.67	224.76
Base	11	Comb13	-3828.04	3081.17	44376.26	-6886.31	-8664.83	-225.56
Base	11	Comb14	-7094.64	5621.56	50310.69	-12640.9	-16069.45	-418.55
Base	11	Comb15	7060.67	-5386.98	24539.35	12295.77	16017.3	417.75
Base	11	Comb16	-3828.04	3081.17	44376.26	-6886.31	-8664.83	-225.56
Base	11	Comb17	3794.07	-2846.58	30473.79	6541.22	8612.67	224.76
Base	11	Comb18	-7094.64	5621.56	50310.69	-12640.9	-16069.45	-418.55
Base	12	Dead	-62.68	68.59	20693.18	-99.09	-94.43	-0.45
Base	12	Live	-5.58	6.15	1241.87	-8.94	-8.34	0.01
Base	12	FX	3960.39	-2808.41	-24526.34	6489.26	9153.05	247.38
Base	12	FY	3960.39	-2808.41	-24526.34	6489.26	9153.05	247.38
Base	12	Comb1	-87.76	96.03	28970.45	-138.73	-132.2	-0.62
Base	12	Comb2	-84.15	92.16	26818.81	-133.21	-126.67	-0.52
Base	12	Comb3	6601.61	-4646.08	-11857.99	10822.16	15330.93	417.47
Base	12	Comb4	3517.52	-2461.01	5617.1	5768.46	8199.11	224.55
Base	12	Comb5	-3679.12	2637.94	46530.27	-6024.16	-8442.43	-225.6
Base	12	Comb6	-6763.21	4823.01	64005.36	-11077.9	-15574.25	-418.52
Base	12	Comb7	5032.61	-3524.05	5777.63	8252.7	11724.42	320.82
Base	12	Comb8	-3679.12	2637.94	46530.27	-6024.16	-8442.43	-225.6
Base	12	Comb9	3517.52	-2461.01	5617.1	5768.46	8199.11	224.55
Base	12	Comb10	-6763.21	4823.01	64005.36	-11077.9	-15574.25	-418.52
Base	12	Comb11	6647.56	-4696.41	-26426.27	10894.92	15400.09	417.75
Base	12	Comb12	3553.43	-2500.37	-5640.27	5825.36	8253.16	224.76
Base	12	Comb13	-3666.27	2623.83	42887.99	-6003.73	-8423.13	-225.56
Base	12	Comb14	-6760.39	4819.88	63673.99	-11073.3	-15570.06	-418.55
Base	12	Comb15	6647.56	-4696.41	-26426.27	10894.92	15400.09	417.75
Base	12	Comb16	-3666.27	2623.83	42887.99	-6003.73	-8423.13	-225.56
Base	12	Comb17	3553.43	-2500.37	-5640.27	5825.36	8253.16	224.76
Base	12	Comb18	-6760.39	4819.88	63673.99	-11073.3	-15570.06	-418.55
Base	13	Dead	99.16	52.67	53812.67	-77.27	147.67	-0.45
Base	13	Live	14.07	5.59	4906.19	-8.04	21	0.01
Base	13	FX	3989.46	-4373.57	15554.62	9920.61	9032.53	247.38
Base	13	FY	3989.46	-4373.57	15554.62	9920.61	9032.53	247.38
Base	13	Comb1	138.83	73.74	75337.74	-108.18	206.74	-0.62
Base	13	Comb2	141.51	72.14	72425.11	-105.59	210.81	-0.52
Base	13	Comb3	6892.11	-7313.58	104916.86	16651.93	15488.29	417.47
Base	13	Comb4	3772.4	-3906.41	88479.24	8920.04	8431.1	224.55
Base	13	Comb5	-3506.27	4044	50483.55	-9121.57	-8034.69	-225.6
Base	13	Comb6	-6625.98	7451.17	34045.93	-16853.5	-15091.87	-418.52
Base	13	Comb7	5374.9	-5587.35	119837.5	12752.76	12023.19	320.82
Base	13	Comb8	-3506.27	4044	50483.55	-9121.57	-8034.69	-225.6
Base	13	Comb9	3772.4	-3906.41	88479.24	8920.04	8431.1	224.55
Base	13	Comb10	-6625.98	7451.17	34045.93	-16853.5	-15091.87	-418.52
Base	13	Comb11	6814.18	-7353.09	65355.32	16709.73	15372.18	417.75
Base	13	Comb12	3710.33	-3937.49	57527.72	8965.47	8338.62	224.76
Base	13	Comb13	-3531.84	4032.3	39335.09	-9104.57	-8072.82	-225.56
Base	13	Comb14	-6635.69	7447.9	31507.5	-16848.8	-15106.38	-418.55
Base	13	Comb15	6814.18	-7353.09	65355.32	16709.73	15372.18	417.75
Base	13	Comb16	-3531.84	4032.3	39335.09	-9104.57	-8072.82	-225.56
Base	13	Comb17	3710.33	-3937.49	57527.72	8965.47	8338.62	224.76
Base	13	Comb18	-6635.69	7447.9	31507.5	-16848.8	-15106.38	-418.55
Base	14	Dead	152.12	6.85	72856.11	-8.81	227.18	-0.45
Base	14	Live	19.58	0.1	6676.92	0.16	29.22	0.01

Base	14	FX	3702.35	-4358.42	7839.92	9897.98	8384.98	247.38
Base	14	FY	3702.35	-4358.42	7839.92	9897.98	8384.98	247.38
Base	14	Comb1	212.96	9.59	101998.55	-12.33	318.05	-0.62
Base	14	Comb2	213.86	8.38	98110.4	-10.32	319.37	-0.52
Base	14	Comb3	6484.94	-7356.24	119739.26	16715.67	14511.07	417.47
Base	14	Comb4	3584.94	-3957.23	107795.63	8995.95	7952.61	224.55
Base	14	Comb5	-3180.71	3973.86	80412.87	-9016.78	-7348.95	-225.6
Base	14	Comb6	-6080.71	7372.88	68469.24	-16736.5	-13907.41	-418.52
Base	14	Comb7	5100.35	-5653.79	145095.57	12852.02	11329.53	320.82
Base	14	Comb8	-3180.71	3973.86	80412.87	-9016.78	-7348.95	-225.6
Base	14	Comb9	3584.94	-3957.23	107795.63	8995.95	7952.61	224.55
Base	14	Comb10	-6080.71	7372.88	68469.24	-16736.5	-13907.41	-418.52
Base	14	Comb11	6367.4	-7360.76	66143	16721.19	14335.55	417.75
Base	14	Comb12	3491.74	-3960.64	65856.35	9000.06	7813.44	224.76
Base	14	Comb13	-3217.93	3972.97	65284.64	-9015.92	-7404.52	-225.56
Base	14	Comb14	-6093.6	7373.08	64997.99	-16737.1	-13926.63	-418.55
Base	14	Comb15	6367.4	-7360.76	66143	16721.19	14335.55	417.75
Base	14	Comb16	-3217.93	3972.97	65284.64	-9015.92	-7404.52	-225.56
Base	14	Comb17	3491.74	-3960.64	65856.35	9000.06	7813.44	224.76
Base	14	Comb18	-6093.6	7373.08	64997.99	-16737.1	-13926.63	-418.55
Base	15	Dead	128.03	-27.39	67614.72	42.34	191.59	-0.45
Base	15	Live	16.51	-3.58	5899.64	5.66	24.63	0.01
Base	15	FX	3407.69	-4376.89	1772.98	9925.58	7726.16	247.38
Base	15	FY	3407.69	-4376.89	1772.98	9925.58	7726.16	247.38
Base	15	Comb1	179.24	-38.34	94660.61	59.27	268.22	-0.62
Base	15	Comb2	180.05	-38.59	90577.09	59.86	269.31	-0.52
Base	15	Comb3	5950.9	-7438.05	101528.15	16837.89	13344.31	417.47
Base	15	Comb4	3282.66	-4021.88	94736.04	9092.55	7302.58	224.55
Base	15	Comb5	-2942.37	3948.99	79338.56	-8979.62	-6793.52	-225.6
Base	15	Comb6	-5610.61	7365.16	72546.46	-16725	-12835.25	-418.52
Base	15	Comb7	4671.83	-5741.74	127206.42	12983.43	10405.82	320.82
Base	15	Comb8	-2942.37	3948.99	79338.56	-8979.62	-6793.52	-225.6
Base	15	Comb9	3282.66	-4021.88	94736.04	9092.55	7302.58	224.55
Base	15	Comb10	-5610.61	7365.16	72546.46	-16725	-12835.25	-418.52
Base	15	Comb11	5851.94	-7416.83	52084.63	16804.97	13196.3	417.75
Base	15	Comb12	3204.19	-4005.05	56110.88	9066.4	7185.22	224.76
Base	15	Comb13	-2973.73	3955.75	65595.62	-8990.19	-6840.37	-225.56
Base	15	Comb14	-5621.49	7367.53	69621.87	-16728.8	-12851.44	-418.55
Base	15	Comb15	5851.94	-7416.83	52084.63	16804.97	13196.3	417.75
Base	15	Comb16	-2973.73	3955.75	65595.62	-8990.19	-6840.37	-225.56
Base	15	Comb17	3204.19	-4005.05	56110.88	9066.4	7185.22	224.76
Base	15	Comb18	-5621.49	7367.53	69621.87	-16728.8	-12851.44	-418.55
Base	16	Dead	-106.12	59.46	52845.2	-85.45	-159.02	-0.45
Base	16	Live	-12.3	5.55	4153.97	-8.04	-18.39	0.01
Base	16	FX	3976.83	-2951.95	-2902.95	6703.72	9013.66	247.38
Base	16	FY	3976.83	-2951.95	-2902.95	6703.72	9013.66	247.38
Base	16	Comb1	-148.56	83.24	73983.29	-119.62	-222.63	-0.62
Base	16	Comb2	-147.01	80.23	70060.6	-115.4	-220.25	-0.52
Base	16	Comb3	6563.16	-4901.79	71645.91	11204.19	14996.83	417.47
Base	16	Comb4	3469.73	-2604.02	69682.6	5982.12	7978.9	224.55
Base	16	Comb5	-3749	2757.83	65453.83	-6203.27	-8397.33	-225.6
Base	16	Comb6	-6842.44	5055.59	63490.52	-11425.3	-15415.26	-418.52
Base	16	Comb7	4970.81	-3727.34	93387.7	8556.41	11419.48	320.82
Base	16	Comb8	-3749	2757.83	65453.83	-6203.27	-8397.33	-225.6
Base	16	Comb9	3469.73	-2604.02	69682.6	5982.12	7978.9	224.55
Base	16	Comb10	-6842.44	5055.59	63490.52	-11425.3	-15415.26	-418.52
Base	16	Comb11	6643.8	-4945.63	33459.63	11267.26	15117.63	417.75
Base	16	Comb12	3533.38	-2638.35	39951.55	6031.52	8074.25	224.76

Base	16	Comb13	-3724.4	2745.38	55169.82	-6185.32	-8360.5	-225.56
Base	16	Comb14	-6834.81	5052.66	61661.74	-11421.1	-15403.87	-418.55
Base	16	Comb15	6643.8	-4945.63	33459.63	11267.26	15117.63	417.75
Base	16	Comb16	-3724.4	2745.38	55169.82	-6185.32	-8360.5	-225.56
Base	16	Comb17	3533.38	-2638.35	39951.55	6031.52	8074.25	224.76
Base	16	Comb18	-6834.81	5052.66	61661.74	-11421.1	-15403.87	-418.55
Base	17	Dead	-148.04	-2.67	71450.27	7.37	-221.26	-0.45
Base	17	Live	-18.94	0.92	6439.99	-1.11	-28.33	0.01
Base	17	FX	3698.33	-2951.35	-5943.86	6702.83	8378.97	247.38
Base	17	FY	3698.33	-2951.35	-5943.86	6702.83	8378.97	247.38
Base	17	Comb1	-207.25	-3.73	100030.37	10.32	-309.76	-0.62
Base	17	Comb2	-207.95	-1.73	96044.3	7.06	-310.83	-0.52
Base	17	Comb3	6028.42	-4990.52	94281.72	11336.77	13829.02	417.47
Base	17	Comb4	3155.57	-2688.26	93201.91	6107.97	7311.12	224.55
Base	17	Comb5	-3548.74	2683.69	91158.7	-6092.5	-7898.79	-225.6
Base	17	Comb6	-6421.59	4985.96	90078.89	-11321.3	-14416.69	-418.52
Base	17	Comb7	4528.34	-3840.54	124465.43	8725.54	10474.93	320.82
Base	17	Comb8	-3548.74	2683.69	91158.7	-6092.5	-7898.79	-225.6
Base	17	Comb9	3155.57	-2688.26	93201.91	6107.97	7311.12	224.55
Base	17	Comb10	-6421.59	4985.96	90078.89	-11321.3	-14416.69	-418.52
Base	17	Comb11	6142.7	-4989.72	41827.76	11333.13	13999.83	417.75
Base	17	Comb12	3246.16	-2687.88	52180	6105.52	7446.53	224.76
Base	17	Comb13	-3512.63	2683.08	76430.48	-6092.25	-7844.8	-225.56
Base	17	Comb14	-6409.16	4984.92	86782.72	-11319.9	-14398.1	-418.55
Base	17	Comb15	6142.7	-4989.72	41827.76	11333.13	13999.83	417.75
Base	17	Comb16	-3512.63	2683.08	76430.48	-6092.25	-7844.8	-225.56
Base	17	Comb17	3246.16	-2687.88	52180	6105.52	7446.53	224.76
Base	17	Comb18	-6409.16	4984.92	86782.72	-11319.9	-14398.1	-418.55
Base	18	Dead	-111.92	-29.43	61755.31	47.35	-166.91	-0.45
Base	18	Live	-16.46	-3.4	5878.2	5.34	-24.64	0.01
Base	18	FX	3423.34	-2968.44	-10214.48	6728.36	7749.55	247.38
Base	18	FY	3423.34	-2968.44	-10214.48	6728.36	7749.55	247.38
Base	18	Comb1	-156.69	-41.2	86457.44	66.3	-233.68	-0.62
Base	18	Comb2	-160.65	-40.76	83511.5	65.37	-239.72	-0.52
Base	18	Comb3	5615.65	-5060.38	73220.51	11441.14	12843.43	417.47
Base	18	Comb4	2954.39	-2742.65	76247.38	6189.23	6812.14	224.55
Base	18	Comb5	-3255.94	2665.21	83721.77	-6064.9	-7262	-225.6
Base	18	Comb6	-5917.19	4982.95	86748.64	-11316.8	-13293.3	-418.52
Base	18	Comb7	4236.89	-3914.17	101288.73	8835.55	9756.01	320.82
Base	18	Comb8	-3255.94	2665.21	83721.77	-6064.9	-7262	-225.6
Base	18	Comb9	2954.39	-2742.65	76247.38	6189.23	6812.14	224.55
Base	18	Comb10	-5917.19	4982.95	86748.64	-11316.8	-13293.3	-418.52
Base	18	Comb11	5704.19	-5038.03	27571.89	11405.3	12975.56	417.75
Base	18	Comb12	3025.03	-2725	40479.61	6160.97	6917.56	224.76
Base	18	Comb13	-3226.49	2672.03	70679.95	-6075.73	-7218	-225.56
Base	18	Comb14	-5905.66	4985.06	83587.67	-11320.1	-13276	-418.55
Base	18	Comb15	5704.19	-5038.03	27571.89	11405.3	12975.56	417.75
Base	18	Comb16	-3226.49	2672.03	70679.95	-6075.73	-7218	-225.56
Base	18	Comb17	3025.03	-2725	40479.61	6160.97	6917.56	224.76
Base	18	Comb18	-5905.66	4985.06	83587.67	-11320.1	-13276	-418.55
Base	22	Dead	-36.87	48.63	71953.7	-70.45	-55.57	-0.45
Base	22	Live	-4.53	7.23	8325.96	-10.51	-6.78	0.01
Base	22	FX	4032.26	-3863.9	2727.7	8721.98	9096.47	247.38
Base	22	FY	4032.26	-3863.9	2727.7	8721.98	9096.47	247.38
Base	22	Comb1	-51.62	68.09	100735.18	-98.64	-77.8	-0.62
Base	22	Comb2	-51.49	69.93	99665.98	-101.37	-77.53	-0.52
Base	22	Comb3	6759.48	-6456.14	111512.34	14633.11	15290.12	417.47
Base	22	Comb4	3617.26	-3446.18	103628.44	7835.6	8199.32	224.55

Base	22	Comb5	-3714.81	3577.37	85712.36	-8025.72	-8346.25	-225.6
Base	22	Comb6	-6857.02	6587.32	77828.46	-14823.2	-15437.05	-418.52
Base	22	Comb7	5172.52	-4930.25	138510.48	11204.06	11720.83	320.82
Base	22	Comb8	-3714.81	3577.37	85712.36	-8025.72	-8346.25	-225.6
Base	22	Comb9	3617.26	-3446.18	103628.44	7835.6	8199.32	224.55
Base	22	Comb10	-6857.02	6587.32	77828.46	-14823.2	-15437.05	-418.52
Base	22	Comb11	6787.75	-6494.69	56848.2	14688.99	15332.69	417.75
Base	22	Comb12	3639.64	-3476.95	60476.89	7880.21	8233	224.76
Base	22	Comb13	-3706.01	3564.49	69039.77	-8007.03	-8333.03	-225.56
Base	22	Comb14	-6854.12	6582.23	72668.46	-14815.8	-15432.72	-418.55
Base	22	Comb15	6787.75	-6494.69	56848.2	14688.99	15332.69	417.75
Base	22	Comb16	-3706.01	3564.49	69039.77	-8007.03	-8333.03	-225.56
Base	22	Comb17	3639.64	-3476.95	60476.89	7880.21	8233	224.76
Base	22	Comb18	-6854.12	6582.23	72668.46	-14815.8	-15432.72	-418.55
Base	23	Dead	-63.79	6.38	93717.97	-7.32	-95.39	-0.45
Base	23	Live	-6.64	0.8	11184.37	-0.9	-9.95	0.01
Base	23	FX	3752.58	-3884.05	2176.68	8752.07	8460.03	247.38
Base	23	FY	3752.58	-3884.05	2176.68	8752.07	8460.03	247.38
Base	23	Comb1	-89.31	8.93	131205.16	-10.25	-133.55	-0.62
Base	23	Comb2	-87.18	8.93	130356.55	-10.23	-130.4	-0.52
Base	23	Comb3	6247.83	-6554.5	143256.58	14780.07	14156.82	417.47
Base	23	Comb4	3325.92	-3525.46	134061.33	7954.04	7565.62	224.55
Base	23	Comb5	-3492.3	3542.36	113230.54	-7973.42	-7814.47	-225.6
Base	23	Comb6	-6414.21	6571.41	104035.29	-14799.5	-14405.67	-418.52
Base	23	Comb7	4759.44	-5037.24	178957.68	11363.9	10820.2	320.82
Base	23	Comb8	-3492.3	3542.36	113230.54	-7973.42	-7814.47	-225.6
Base	23	Comb9	3325.92	-3525.46	134061.33	7954.04	7565.62	224.55
Base	23	Comb10	-6414.21	6571.41	104035.29	-14799.5	-14405.67	-418.52
Base	23	Comb11	6295.55	-6559.41	71717.84	14785.69	14228.2	417.75
Base	23	Comb12	3363.43	-3529.34	77517.46	7958.48	7621.75	224.76
Base	23	Comb13	-3478.26	3540.82	91174.89	-7971.67	-7793.45	-225.56
Base	23	Comb14	-6410.38	6570.89	96974.51	-14798.9	-14399.91	-418.55
Base	23	Comb15	6295.55	-6559.41	71717.84	14785.69	14228.2	417.75
Base	23	Comb16	-3478.26	3540.82	91174.89	-7971.67	-7793.45	-225.56
Base	23	Comb17	3363.43	-3529.34	77517.46	7958.48	7621.75	224.76
Base	23	Comb18	-6410.38	6570.89	96974.51	-14798.9	-14399.91	-418.55
Base	24	Dead	-50.76	-39.33	83641	60.97	-75.53	-0.45
Base	24	Live	-5.33	-5.69	9855.51	8.79	-8	0.01
Base	24	FX	3473.76	-3875.5	-557.04	8739.3	7824.87	247.38
Base	24	FY	3473.76	-3875.5	-557.04	8739.3	7824.87	247.38
Base	24	Comb1	-71.06	-55.06	117097.4	85.35	-105.74	-0.62
Base	24	Comb2	-69.43	-56.3	116138.01	87.23	-103.43	-0.52
Base	24	Comb3	5795.79	-6609.16	123502.27	14861.73	13112.56	417.47
Base	24	Comb4	3090.32	-3583.13	117245.49	8040.2	7015.21	224.55
Base	24	Comb5	-3222.78	3477.35	103203.92	-7876.3	-7212.46	-225.6
Base	24	Comb6	-5928.25	6503.39	96947.14	-14697.8	-13309.82	-418.52
Base	24	Comb7	4421.23	-5113.06	156339.51	11477.18	10031.41	320.82
Base	24	Comb8	-3222.78	3477.35	103203.92	-7876.3	-7212.46	-225.6
Base	24	Comb9	3090.32	-3583.13	117245.49	8040.2	7015.21	224.55
Base	24	Comb10	-5928.25	6503.39	96947.14	-14697.8	-13309.82	-418.52

Base	24	Comb11	5833.8	-6578.14	59781.96	14813.67	13169.2	417.75
Base	24	Comb12	3120.21	-3558.4	66907.74	8001.9	7059.76	224.76
Base	24	Comb13	-3211.57	3487.61	83646.06	-7892.16	-7195.7	-225.56
Base	24	Comb14	-5925.16	6507.35	90771.84	-14703.9	-13305.14	-418.55
Base	24	Comb15	5833.8	-6578.14	59781.96	14813.67	13169.2	417.75
Base	24	Comb16	-3211.57	3487.61	83646.06	-7892.16	-7195.7	-225.56
Base	24	Comb17	3120.21	-3558.4	66907.74	8001.9	7059.76	224.76
Base	24	Comb18	-5925.16	6507.35	90771.84	-14703.9	-13305.14	-418.55
Base	25	Dead	36.45	47.22	71895.66	-67.95	53.97	-0.45
Base	25	Live	3.16	7.19	8019.46	-10.47	4.7	0.01
Base	25	FX	4046.82	-3579.09	779.76	8077.87	9118.23	247.38
Base	25	FY	4046.82	-3579.09	779.76	8077.87	9118.23	247.38
Base	25	Comb1	51.03	66.11	100653.92	-95.13	75.56	-0.62
Base	25	Comb2	48.79	68.17	99105.93	-98.28	72.28	-0.52
Base	25	Comb3	6892.22	-5976.78	107834.31	13548.04	15488.45	417.47
Base	25	Comb4	3732.79	-3188.87	101474.45	7252.74	8371.92	224.55
Base	25	Comb5	-3639	3316.58	87114.06	-7436.75	-8232.98	-225.6
Base	25	Comb6	-6798.44	6104.49	80754.19	-13732.1	-15349.52	-418.52
Base	25	Comb7	5328.18	-4562.52	135569.51	10371.17	11953.39	320.82
Base	25	Comb8	-3639	3316.58	87114.06	-7436.75	-8232.98	-225.6
Base	25	Comb9	3732.79	-3188.87	101474.45	7252.74	8371.92	224.55
Base	25	Comb10	-6798.44	6104.49	80754.19	-13732.1	-15349.52	-418.52
Base	25	Comb11	6865.6	-6014.38	53514.05	13602.26	15449	417.75
Base	25	Comb12	3711.99	-3218.91	58657.48	7296.09	8341.09	224.76
Base	25	Comb13	-3646.38	3303.91	70754.7	-7418.4	-8243.94	-225.56
Base	25	Comb14	-6799.99	6099.38	75898.13	-13724.6	-15351.84	-418.55
Base	25	Comb15	6865.6	-6014.38	53514.05	13602.26	15449	417.75
Base	25	Comb16	-3646.38	3303.91	70754.7	-7418.4	-8243.94	-225.56
Base	25	Comb17	3711.99	-3218.91	58657.48	7296.09	8341.09	224.76
Base	25	Comb18	-6799.99	6099.38	75898.13	-13724.6	-15351.84	-418.55
Base	26	Dead	59.43	3.8	92504.36	-3.07	88.71	-0.45
Base	26	Live	5.89	1.04	10994.72	-1.28	8.78	0.01
Base	26	FX	3754.46	-3595.61	143.41	8102.55	8462.85	247.38
Base	26	FY	3754.46	-3595.61	143.41	8102.55	8462.85	247.38
Base	26	Comb1	83.21	5.31	129506.11	-4.3	124.19	-0.62
Base	26	Comb2	80.75	6.23	128596.79	-5.74	120.49	-0.52
Base	26	Comb3	6432.36	-6070.34	137968.06	13687.82	14432.52	417.47
Base	26	Comb4	3499.13	-3266.07	130455.85	7368.08	7824.4	224.55
Base	26	Comb5	-3344.7	3277.27	113544.06	-7378.02	-7593.95	-225.6
Base	26	Comb6	-6277.93	6081.54	106031.86	-13697.8	-14202.06	-418.52
Base	26	Comb7	4991.3	-4666.57	173988.83	10526.63	11166.6	320.82
Base	26	Comb8	-3344.7	3277.27	113544.06	-7378.02	-7593.95	-225.6
Base	26	Comb9	3499.13	-3266.07	130455.85	7368.08	7824.4	224.55
Base	26	Comb10	-6277.93	6081.54	106031.86	-13697.8	-14202.06	-418.52
Base	26	Comb11	6388.19	-6073.83	67400.52	13691.09	14366.61	417.75
Base	26	Comb12	3464.47	-3268.95	74689.02	7370.85	7772.69	224.76
Base	26	Comb13	-3357.49	3275.78	91818.84	-7376.38	-7613.02	-225.56
Base	26	Comb14	-6281.21	6080.66	99107.33	-13696.6	-14206.94	-418.55
Base	26	Comb15	6388.19	-6073.83	67400.52	13691.09	14366.61	417.75
Base	26	Comb16	-3357.49	3275.78	91818.84	-7376.38	-7613.02	-225.56
Base	26	Comb17	3464.47	-3268.95	74689.02	7370.85	7772.69	224.76
Base	26	Comb18	-6281.21	6080.66	99107.33	-13696.6	-14206.94	-418.55
Base	27	Dead	40.98	-39.45	81343.12	61.54	61.54	-0.45
Base	27	Live	5.09	-5.52	9811.17	8.52	7.57	0.01
Base	27	FX	3459.94	-3586.67	-1664	8089.2	7804.22	247.38
Base	27	FY	3459.94	-3586.67	-1664	8089.2	7804.22	247.38
Base	27	Comb1	57.38	-55.23	113880.37	86.15	86.15	-0.62



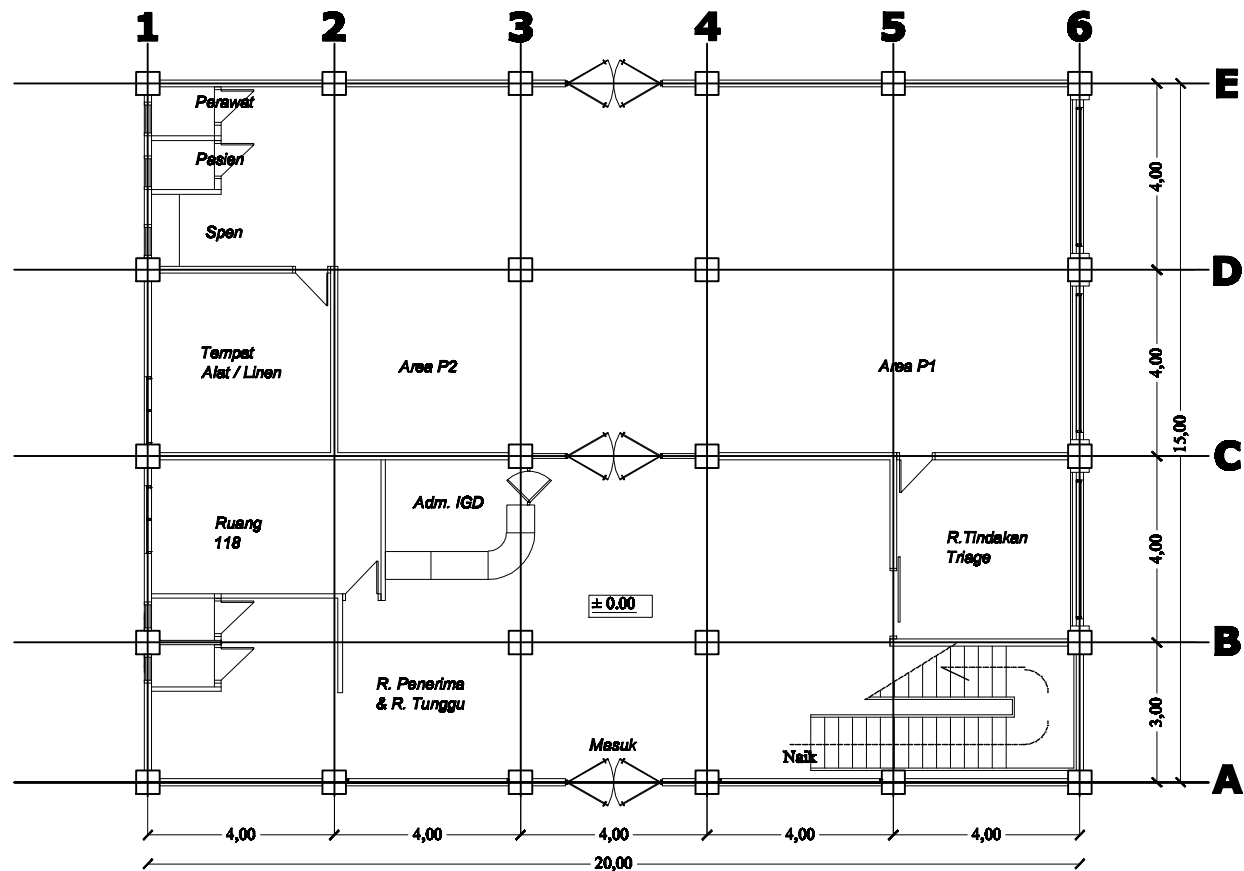
Base	27	Comb2	57.33	-56.17	113309.62	87.48	85.95	-0.52
Base	27	Comb3	5908.53	-6121.04	118439.08	13763.57	13281.01	417.47
Base	27	Comb4	3206.5	-3320.28	113229.55	7449.07	7188.79	224.55
Base	27	Comb5	-3097.96	3214.57	101616.28	-7284.34	-7025.97	-225.6
Base	27	Comb6	-5799.99	6015.33	96406.75	-13598.8	-13118.18	-418.52
Base	27	Comb7	4575.14	-4737.62	150811.86	10632.78	10261.36	320.82
Base	27	Comb8	-3097.96	3214.57	101616.28	-7284.34	-7025.97	-225.6
Base	27	Comb9	3206.5	-3320.28	113229.55	7449.07	7188.79	224.55
Base	27	Comb10	-5799.99	6015.33	96406.75	-13598.8	-13118.18	-418.52
Base	27	Comb11	5877.05	-6090.12	56242.94	13715.42	13233.81	417.75
Base	27	Comb12	3181.58	-3295.67	64048.31	7410.77	7151.44	224.76
Base	27	Comb13	-3107.8	3224.66	82369.3	-7300	-7040.67	-225.56
Base	27	Comb14	-5803.28	6019.11	90174.68	-13604.7	-13123.04	-418.55
Base	27	Comb15	5877.05	-6090.12	56242.94	13715.42	13233.81	417.75
Base	27	Comb16	-3107.8	3224.66	82369.3	-7300	-7040.67	-225.56
Base	27	Comb17	3181.58	-3295.67	64048.31	7410.77	7151.44	224.76
Base	27	Comb18	-5803.28	6019.11	90174.68	-13604.7	-13123.04	-418.55





# LAMPIRAN 2

Gambar



**DENAH GED. IGD LT. I**

SKALA 1 : 100



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 8-1**

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD  
KANJURUHAN MALANG"

**DOSEN PEMBIMBING :**

Ir. Eding Iskak Imananto, MT

Mohammad Erfan, ST., MT

**DOSEN PEMBAHAS :**

Ir. A. Agus Santosa, MT

Ir. Sudirman Indra, MSc

**DI GAMBAR OLEH :**

Arbi Arif  
13.21.005

**JUDUL GAMBAR**

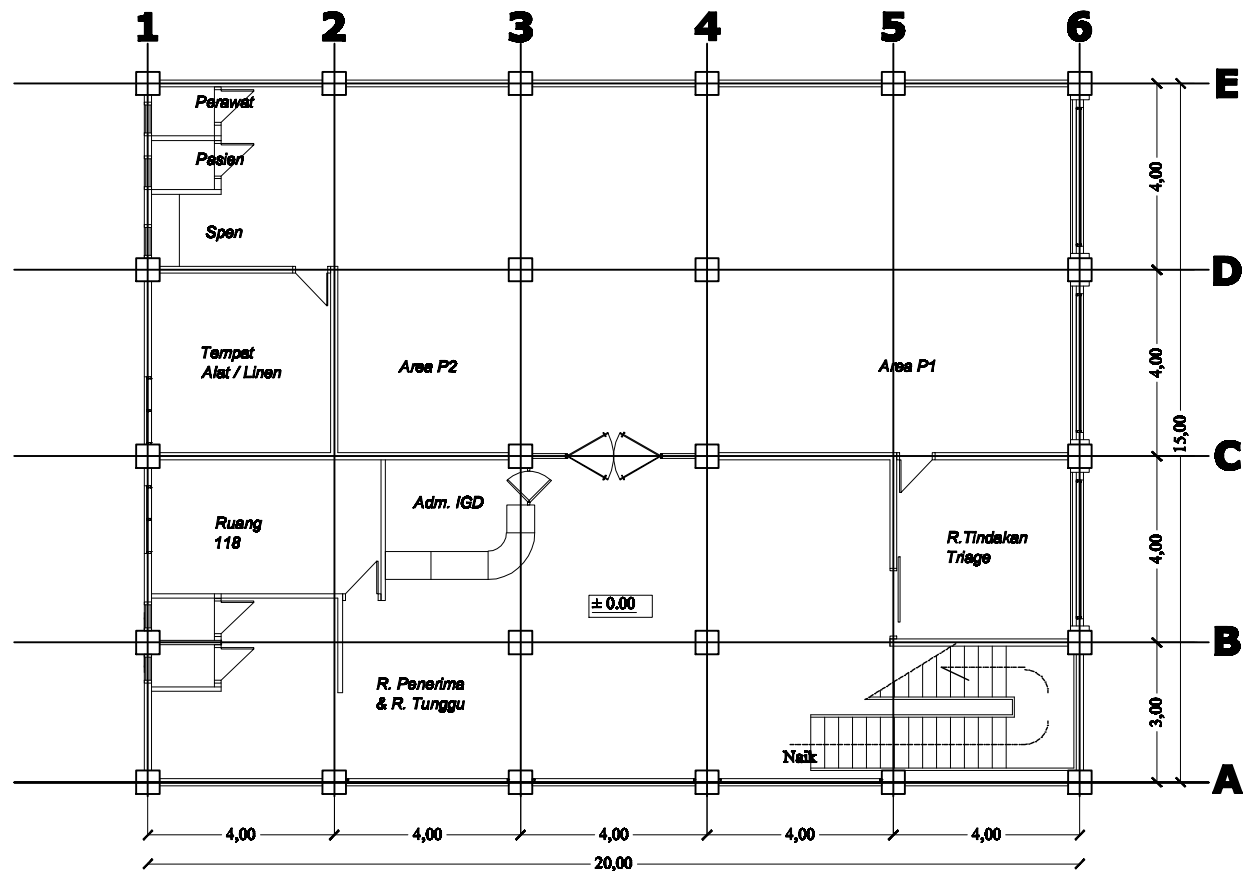
Denah Gedung Lantai 1

**SKALA**

1 : 100

**NO. LEMBAR**

1



**DENAH GED. IGD LT. II - IV**

SKALA 1 : 100



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 8-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD  
KANJURUHAN MALANG"

**DOSEN PEMBIMBING :**

Ir. Eding Iskak Imananto, MT  
Mohammad Erfan, ST., MT

**DOSEN PEMBAHAS :**

Ir. A. Agus Santosa, MT  
Ir. Sudirman Indra, MSc

**DI GAMBAR OLEH :**

Arbi Arif  
13.21.005

**JUDUL GAMBAR**

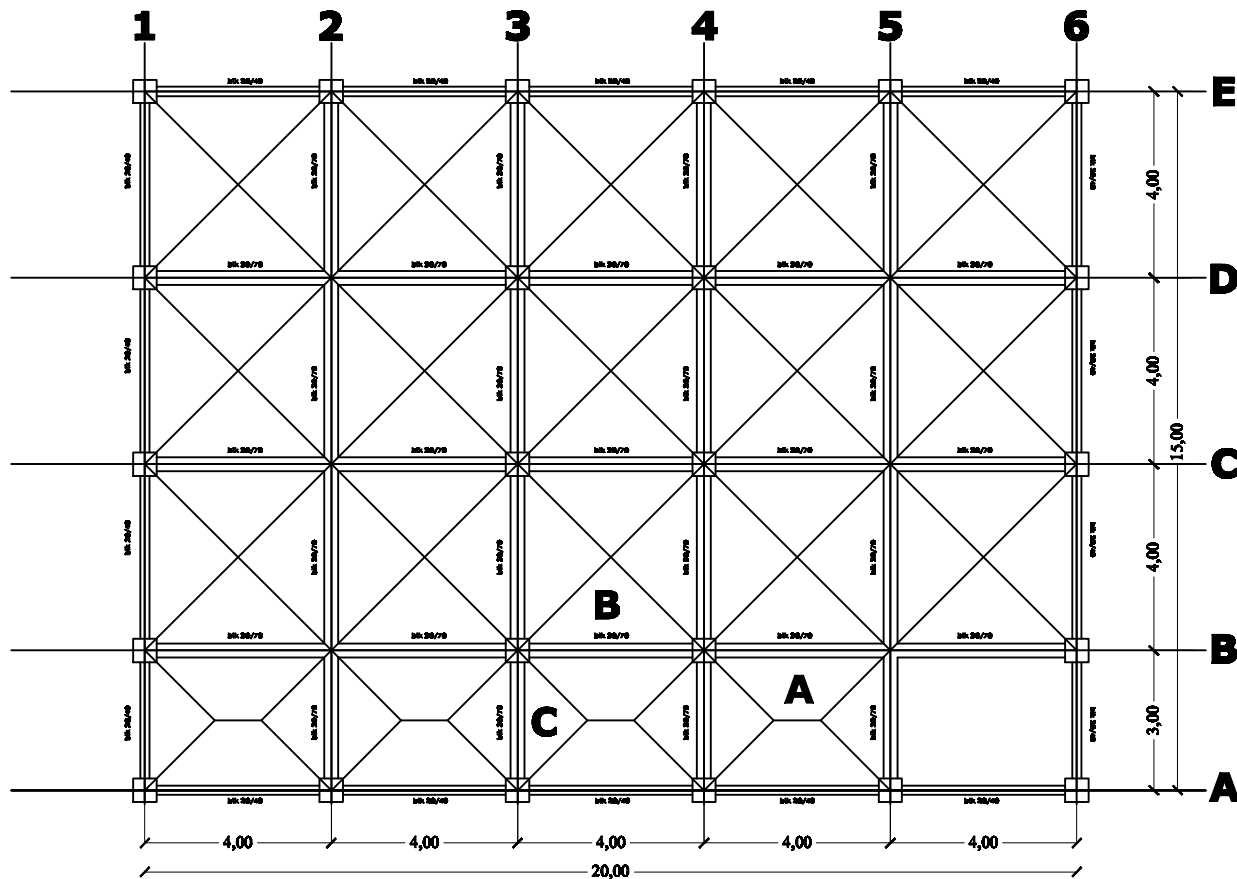
Denah Gedung Lantai 2 - 4

**SKALA**

1 : 100

**NO. LEMBAR**

2



**DENAH PEMBALOKAN LT. 2 - 4**  
SKALA 1 : 100



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 8-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN KGD RSUD  
KANJURUHAN MALANG"

**DOSEN PEMBIMBING :**

**Ir. Eding Iskak Imanto, MT**  
**Mohammad Brhan, ST., MT**

**DOSEN PEMBAHAS :**

**Ir. A. Agus Santosa, MT**  
**Ir. Sudirman Indra, MSc**

**DI GAMBAR OLEH :**

**Arbi Arif**  
**13.21.005**

**JUDUL GAMBAR**

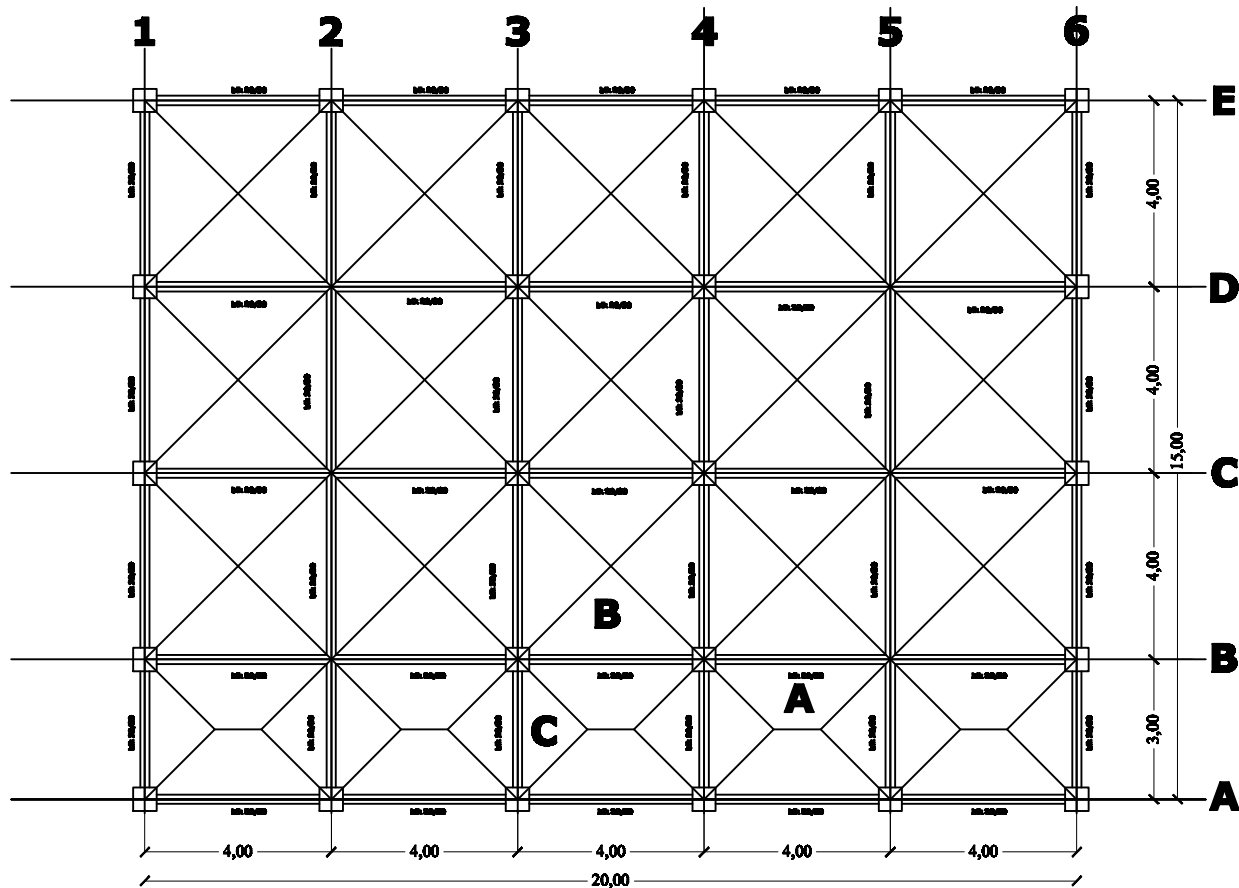
**Denah Pembalokan Lantai 2 - 4**

**SKALA**

**1 : 100**

**NO. LEMBAR**

**3**



**DENAH PEMBALOKAN LT. ATAP**  
SKALA 1 : 100



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN KED RESIDU  
KANTORURAHAN MALANG"

**DOSEN PEMBIMBING :**

**Ir. Eding Iskak Imanto, MT**  
**Mohammad Erfan, ST., MT**

**DOSEN PEMBAHAS :**

**Ir. A. Agus Santosa, MT**  
**Ir. Sudirman Indra, MSc**

**DI GAMBAR OLEH :**

**Arbi Arif**  
**13.21.005**

**JUDUL GAMBAR**

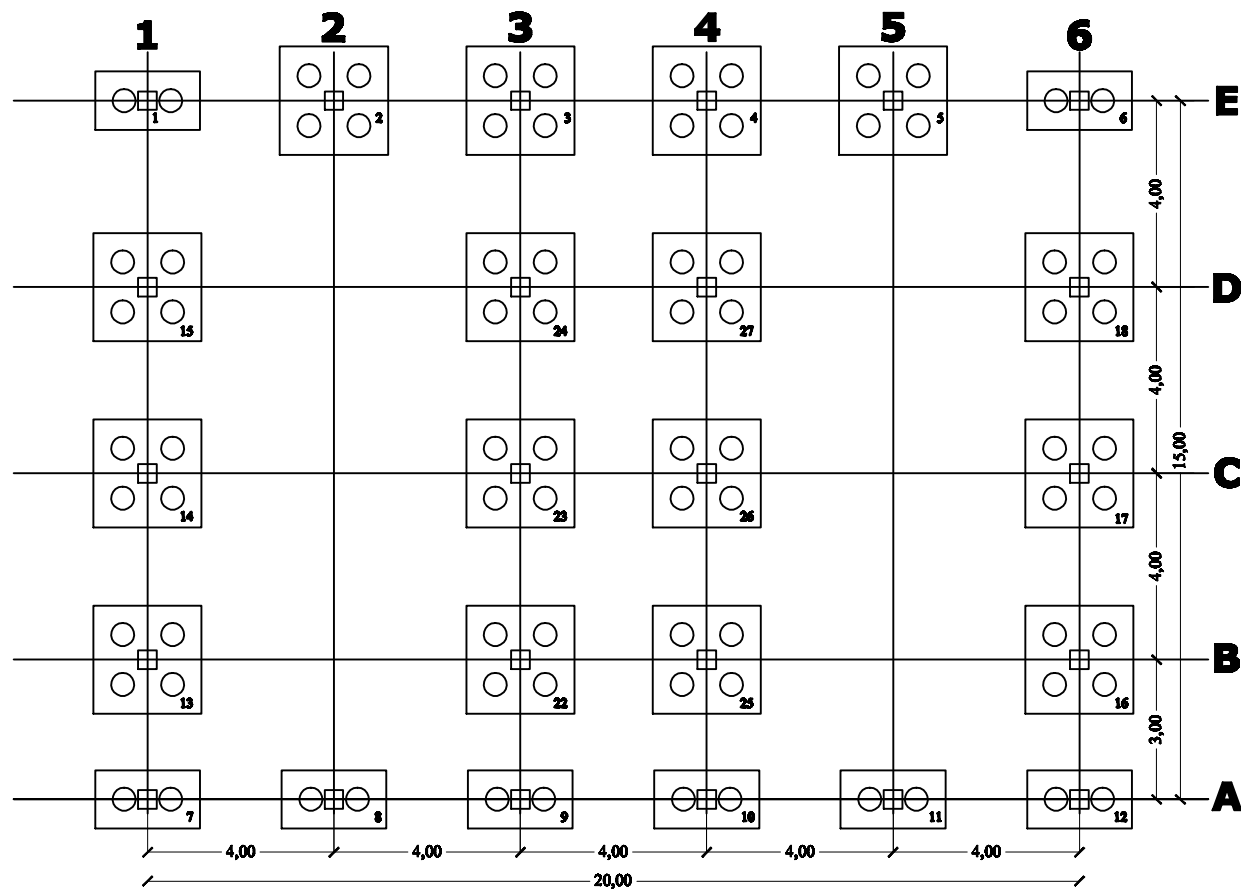
**Denah Pembalokan Lantai Atap**

**SKALA**

**1 : 100**

**NO. LEMBAR**

**4**



**DENAH PONDASI TIANG PANCANG**

SKALA 1 : 100



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 8-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN KED RESIDU  
KANTORURAHAN MALANG"

**DOSEN PEMBIMBING :**

**Ir. Eding Iskak Imanto, MT**  
**Mohammad Erfan, ST., MT**

**DOSEN PEMBAHAS :**

**Ir. A. Agus Santosa, MT**  
**Ir. Sudirman Indra, MSc**

**DI GAMBAR OLEH :**

**Arbi Arif**  
**13.21.005**

**JUDUL GAMBAR**

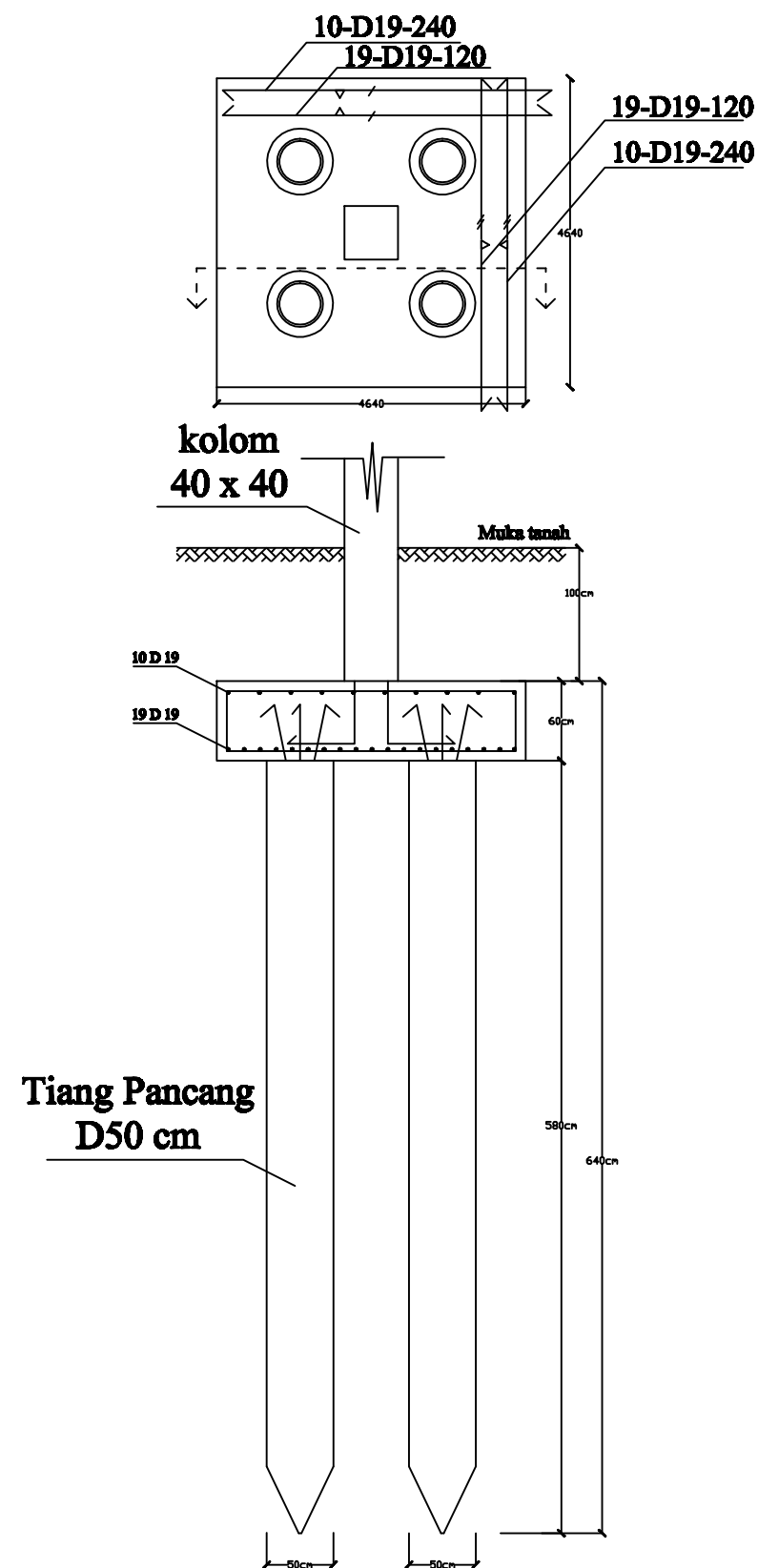
**Denah Layout Pondasi**

**SKALA**

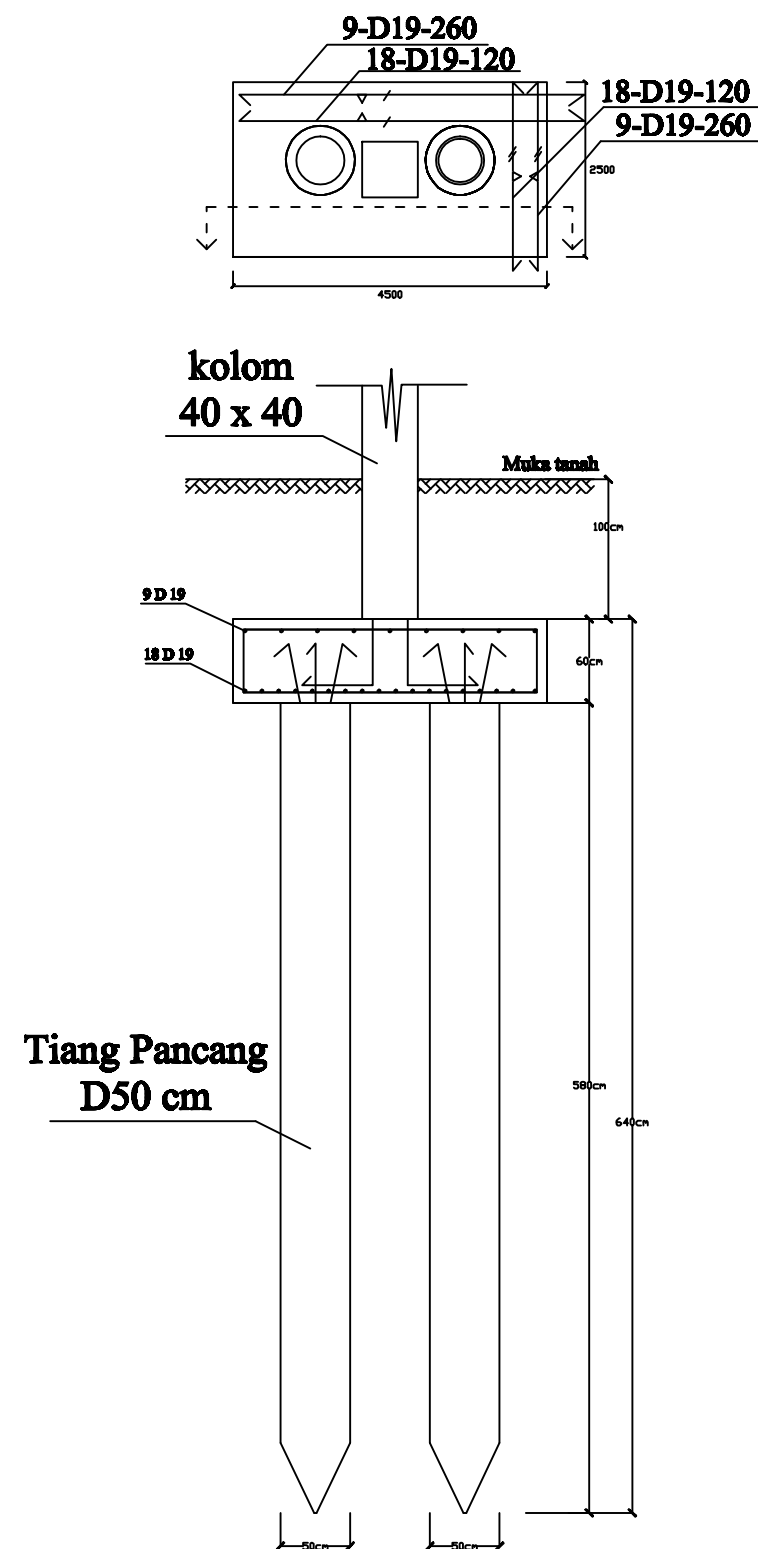
**1 : 100**

**NO. LEMBAR**

**1**



**PONDASI TIPE 1**  
**Skala 1:50**



**PONDASI TIPE 2 & 3**  
**Skala 1:50**



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

**MATA KULIAH**

**SKRIPSI**  
**"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN  
PONDASI TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD  
KANJURUHAN MALANG"**

**DOSEN PEMBIMBING :**

**Ir. Eding Iskak Imananto, MT**

**Moh. Erfan, ST., MT**

**DOSEN PEMBAHAS :**

**Ir. A Agus Santosa, MT**

**Ir. Sudirman Indra, MSc**

**DI GAMBAR OLEH :**

**Arbi Arif  
13.21.005**

**JUDUL GAMBAR**

**Detail Pondasi**

**SKALA**

**1 : 50**

**NO. LEMBAR**

**6**



# LAMPIRAN 3

Revisi dan Lembar Asistensi





INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
Jl. Bendungan Sigura-gura 2 Malang  
Jl. Raya Karanglo Km. 2 Malang

## FORM CATATAN PERBAIKAN SEMINAR HASIL SKRIPSI PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1

Nama : ARBI ARIP

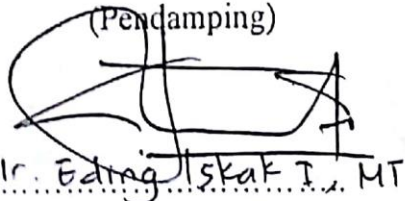
NIM : 1321009

Judul : ...STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI  
TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD  
KANJURUHAN MALANG

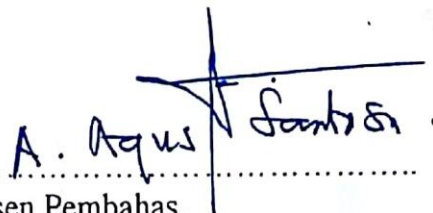
- Gambar perencanaan <sup>di sama</sup> cukup diambil satu saja

Malang, 11-7-2017.

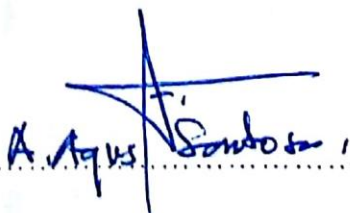
Dosen Pembimbing,  
(Pendamping)

  
Ir. Eding Iskaf T. MT

Dosen Pembahas,

  
A. Agus Santosa

Perbaikan Disetujui Dosen Pembahas,

  
A. Agus Santosa

Perbaikan harus di selesaikan dan di setujui oleh Dosen Pembahas Selambat-lambatnya 14 hari sejak pelaksanaan Seminar Hasil.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
Jl. Bendungan Sigura-gura 2 Malang  
Jl. Raya Karanglo Km. 2 Malang

## FORM CATATAN PERBAIKAN SEMINAR HASIL SKRIPSI PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1

Nama : Argo' ARIF

NIM : 1321005

Judul : STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH PONDASI  
TIANG PANCANG PADA BANGUNAN IGD RSUD  
KANTURUHAN MALANG

Malang, 12-7-2017

Dosen Pembimbing,  
(Pendamping)

M. Erfan, ST, MT

Perbaikan Disetujui Dosen Pembahas,

Dosen Pembahas,

Ir. Sudirman Indra, Msc

Ir. Sudirman Indra, Msc

Perbaikan harus di selesaikan dan di setujui oleh Dosen Pembahas Selambat-lambatnya 14 hari  
sejak pelaksanaan Seminar Hasil.





**FORM REVISI / PERBAIKAN**  
**BIDANG Struktur**

Nama : ARBI ARIF

NIM : 1321005

Hari / tanggal : Selasa / 8 Agustus 2017

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- Letak kesimpulan hasil analisa diletakkan pd  
bab.V.

- Judul bab IV → Analisa struktur.

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian Skripsi dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

**Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :**

Malang, 16 - 08 - 2017  
Dosen Penguji

( Ir. A. Agus Santosa, MT )

Malang, 16 - 08 - 2017  
Dosen Penguji

( A. Agus Santosa )



**FORM REVISI / PERBAIKAN**  
**BIDANG** Struktur

Nama : ARBI ARIF

NIM : 1321005

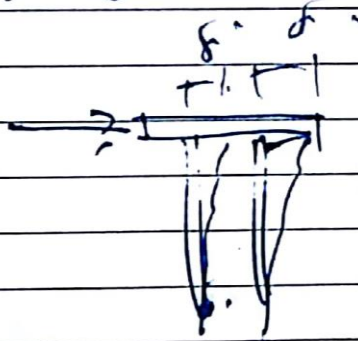
Hari / tanggal : Selasa / 8 Agustus 2017

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- Tabel : a. tulu's Refreni dan Gd. Ap.

- Art. : Ht. dan tabel.

- re. perbaikan + a. tabel s. 7 per  
Pilecap.



Ar

A

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian Skripsi dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

**Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :**

Malang, \_\_\_\_\_ 2017  
Dosen Penguji

( Ir. Sudirman (ndra, MSc)

Malang, 8 - 8 - 2017  
Dosen Penguji

( Ir. Sudirman (ndra, MSc)





**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONALMALANG**

KAMPUS I : Jln. Bendungan Sigura-gura No. 02 Telp. (0341)551431 ex.230 MALANG  
 KAMPUS II : Jln. Raya Karanglo, Km. 2 Telp. (0341) 417636 MALANG

**LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI**

*"Studi Perencanaan Struktur Bawah Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan*

*IGD RSUD Kanjuruhan Malang"*

**NAMA** : Arbi Arif  
**NIM** : 13.21.005  
**Dosen Pembimbing I** : Ir. Eding Iskak Imananto, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	07/03/17	- perbebanan plafon + penggantung AC cek perbebanan yg. perlewat. - perhitungan b. efektif untuk opa.	
2	22/03/17	- perbebanan lantai sumber? - belukuan → perometer? - lanjutkan bagian gempa.	
3	19/04/17	- bagian hidup atap - Bab IV, Y. gempa → am. hufin sj. - KDS → situs. lokasi dari data sumber $N = \frac{q_c}{4} ( \text{Sumber?} )$ . N? faktor N?	
4	26/04/17	- perbebanan Bab IV - ok. lanjutkan program anstruk.	
5	10/05/17	hasil program anstruk (ETABS) → pembimbing 2 - tebal pilecap = 60 cm - kedudukan tiang ujung tiang $q_c = 71 \text{ kg/cm}^2$ - efisiensi, metode feldt, perolehan dasar 1) $q_g = \frac{?}{?}$ formula volentano.	



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONALMALANG**

KAMPUS I : Jln. Bendungan Sigura-gura No. 02 Telp. (0341)551431 ex.230 MALANG  
 KAMPUS II : Jln. Raya Karanglo, Km. 2 Telp. (0341) 417636 MALANG

**LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI**

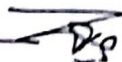
"Studi Perencanaan Struktur Bawah Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan

IGD RSUD Kanjuruhan Malang"

NAMA : Arbi Arif  
 NIM : 13.21.005  
 Dosen Pembimbing I : Ir. Edling Iskak Imananto, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	16/05/17	<p>baca buku Beales <math>\eta = \frac{Q_{gp} (kull. tiang)}{jumlah\ tiang \times Q_{tiang}}</math></p> <p>tipe beban berat <math>\rightarrow</math> 4 tiang - ok.          Cangkupan beban sedang &amp; ringan.</p>	
	17/05/17	<p>tipe 2 &amp; tipe 3 <math>\rightarrow</math> ok.          Cangkupan</p>	
	24/05/17	<p>daya dukung lateral  <math>L =</math> panjang tiang          - cek porsi akibat tiang <math>\odot Q</math>          - cek gaya Ppt. pembebanan pilecap  <math>b = 2,3 m. \gamma, \psi, 4 tiang</math></p>	
	29/05/17	<p>perhitungan tulangan pilecap ok.          - tulangan geser porsi? <math>\rightarrow</math> cek?          - tulangan tarik/bawah?          - tulangan tekan/atas?          Cangkupan qbr.</p>	
	31/05/17	<p>cek skema slabs &amp; balok,          cek volume tumpuan</p>	



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	06/06/17	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abr. Ace, jadikan A3, <math>\oplus</math> tol. kolom.</li> <li>- penurunan ok. <math>\rightarrow</math> <math>&lt; 5</math> cm.</li> <li>- Gisa seminar hasil &amp; <u>tampilkan lengkap</u>.</li> <li>- Siapkan Y. ujian skripsi.</li> </ul>	



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONALMALANG**

KAMPUS I : Jln. Bendungan Sigura- gura No. 02 Telp. (0341)551431 ex.230 MALANG  
KAMPUS II : Jln. Raya Karanglo, Km. 2 Telp. (0341) 417636 MALANG

**LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI**

*"Studi Perencanaan Struktur Bawah Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan*

*IGD RSUD Kanjuruhan Malang"*

NAMA : Arbi Arif .....  
NIM : 13.21.005 .....  
Dosen Pembimbing II : M. Erfan, ST. MT .....

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	06/03 2017	- perhit. pembebanan etc! Lanjut!	
	13/03 2017	- cek berat plat - B. hidup pakai ENI terbaru! - cek perhit. berat bangunan! (lihat catatan revisi)	
	18/03 2017	- hit. pembebanan etc! Lanjut!	
	06/04 2017	- cek faktor reduksi 4 gempa vertikal! - cek nilai T, To, Ts! lihat catatan! - cek pembahan' beton! lihat catatan!	
	19/04 2017	- cek faktor reduksi momen hidup untuk pembebanan gempa! - lanjut!	





**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

KAMPUS I : Jln. Bendungan Sigura-gura No. 02 Telp. (0341)551431 ex.230 MALANG  
KAMPUS II : Jln. Raya Karanglo, Km. 2 Telp. (0341) 417636 MALANG

**LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI**

*"Studi Perencanaan Struktur Bawah Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan  
IGD RSUD Kanjuruhan Malang"*

NAMA : Arbi Arif  
NIM : 13.21.005  
Dosen Pembimbing II : M. Erfan, ST. MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	25/04 <sup>2017</sup>	- cek bentuk grup (efek orthogonality)!	
	26/04 <sup>2017</sup>	- cek arah gaya - akibat grup! Lanjut!	
	09/05 <sup>2017</sup>	- cek bentuk tanah urug! - cek prob pancing!	
	10/05 <sup>2017</sup>	- Analisa pemodelan ok! Lanjut! - cek nilai $Q_u$ & $E_g$ !	
	16/05 <sup>2017</sup>	- cek $E_g$ tiger pancing! Lanjut!	
	22/05 <sup>2017</sup>	- diameter pile cap pakai Dig! - Lanjut!	
	29/05 <sup>2017</sup>	- cek nilai $F_x$ , $F_y$ & $R$ ! ambil terbesar!	



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONALMALANG**

KAMPUS I : Jln. Bendungan Sigura- gura No. 02 Telp. (0341)551431 ex.230 MALANG  
KAMPUS II : Jln. Raya Karanglo, Km. 2 Telp. (0341) 417636 MALANG

**LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI**

*"Studi Perencanaan Struktur Bawah Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan*

*IGD RSUD Kanjuruhan Malang"*

**NAMA** : Arbi Arif  
**NIM** : 13.21.005  
**Dosen Pembimbing** : M. Erfan, ST, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	30 05 2017	- cek penemuan! lanjut! - gambar layout pile cap & pondasi etc.	
	03 06 2017	- konfirmasi perihal penemuan of pembimbing I!	
	06 06 2017	- nilai referensi penemuan izin! - tambahkan informasi penemuan pada profil pondasi (kolom $\pm 1$ & $\pm 2$ )	
	7 06 2017	- profil & gambar etc. - Acc input scan had!	

## DAFTAR PUSTAKA

Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : GCC Universitas Katolik Parahyangan

Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Penerbit Andi.

Asiyanto. 2007. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta. Penerbit Universitas Indonesia

Badan Stadartusasi Nasional, 2008, SNI 2827-2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir*, Jakarta : BSN

Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita

Hardiyatmo, Hari Christady. 2006. *Teknik Pondasi 2*. Jakarta : Erlangga

GEC UNPAR. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Bandung : UNPAR

Poulos, H. G., Davis, E. H., 1980. *Pile Foundation Analysis and Design*. New York : John Wiley

Tomilson, M.J., 1986. *Foundation Design and Construction* 5<sup>th</sup> edition. England : Longman Scientific